

"Spannbetonbauteile in Segmentbauweise unter
kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung
und Querkraft"

ABSCHLUSSBERICHT

vorgelegt

von

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Dr.-Ing. M. Teutsch

Dipl.-Ing. V. Weber

Braunschweig, März 1981

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

V O R W O R T

Im vorliegenden Bericht werden Untersuchungen an in Segmentbauart hergestellte Spannbetonbalken beschrieben, deren Ziel es war, einen grundsätzlichen Überblick über das Trag- und Verformungsverhalten solcher Bauglieder unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion zu gewinnen.

Die dazu notwendigen Arbeiten wie

- Auswertung der bislang zu diesem Problemkreis erschienenen Literatur
- Durchführung der experimentellen Untersuchungen sowie
- Auswertung der Versuchsergebnisse und Vergleich mit derzeit geltenden Vorschriften und theoretischen Traglastmodellen

erforderten beträchtliche Forschungsmittel, die überwiegend vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (Az.: N VII V 191) zur Verfügung gestellt wurden. Zusätzliche Detailuntersuchungen wurden vom Land Niedersachsen aus Mitteln des Zahlenlottos finanziert.

Im folgenden wird zusammenfassend über die durchgeführten Untersuchungen und deren Ergebnisse berichtet.

<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	<u>Seite</u>
<u>1. Einleitung</u>	1
1.1 Derzeitiger Forschungsstand	3
1.2 Ziel der eigenen Versuche	7
<u>2. Versuchskörper</u>	8
2.1 Allgemeines	8
2.2 Beton	10
2.3 Bewehrung des Versuchsbalkens	13
2.3.1 Allgemeines	13
2.3.2 Bügelbewehrung	14
2.3.3 Längsbewehrung	14
2.3.4 Spannbewehrung	14
2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchsbalken	15
2.5 Injizieren und Vorspannen	19
<u>3. Versuchseinrichtung</u>	20
3.1 Meßstellenanordnung, Meßeinrichtung	20
3.2 Belastungseinrichtung	21
<u>4. Versuchsdurchführung</u>	22
4.1 Allgemeines	22
4.2 Versuchsdurchführung beim Balken SETMQ1	22
4.3 Versuchsdurchführung beim Balken SETMQ2	23
<u>5. Auswertung der Versuchsergebnisse</u>	26
5.1 Allgemeines	26
5.2 Rißverhalten der Versuchsbalken	26
5.2.1 Allgemeines	26
5.2.2 Rißentwicklung im Versuch	28
5.2.3 Auswertung der Rißbreitenmessungen	30

<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	<u>Seite</u>
5.3 Tragfähigkeit der Versuchsbalken	34
5.3.1 Allgemeines	34
5.3.2 Tragfähigkeiten nach dem Fachwerkmodell mit variablen Druckstrebenneigungswinkel für Biege-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung	34
5.3.3 Torsionstraglasten nach der CEB-FIP-Mustervorschrift	39
5.3.4 Rechnerische Tragfähigkeiten nach DIN 4227/1 und DIN 4227/3	43
5.3.5 Zusammenfassung	51
5.4 Verformungsverhalten	51
5.5 Vergleich des Trag- und Verformungsverhaltens von Segmentbalken mit dem gleicher monolithischer Balken	54
<u>6. Zusammenfassung</u>	58
<u>7. Literaturverzeichnis</u>	60
 Anlagen	

III

Liste der verwendeten Bezeichnungen

(soweit sie im Textteil nicht definiert wurden)

- A_{lo} = Querschnittsfläche der Bewehrungselemente im Druckgurt
- A_{lu} = Querschnittsfläche der Bewehrungselemente im Zuggurt
- A_o = $b_k \cdot d_k$, Fläche, die von der Verbindungslinie der Eckstäbe (=Mittellinie des Fachwerkhohlkastens nach CEB-Definition) eingeschlossen wird
- A_s = Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
- a = Rißabstand
- b_k = Breite des ideellen Fachwerkhohlkastens nach CEB-Definition
- d_k = Dicke des ideellen Fachwerkhohlkastens nach CEB-Definition
- b_{kD} = Breite des ideellen Fachwerkhohlkastens nach Definition von DIN 4227/1
- d_{kD} = Dicke des ideellen Fachwerkhohlkastens nach Definition von DIN 4227/1
- b_o = Stegbreite
- $e_{Bü}$ = Bügelabstand
- h = statische Höhe
- M_u = experimentelles Biegebruchmoment
- T_u = zu M_u gehöriges Torsionsbruchmoment
- Q_u = zu M_u gehörige Bruchquerkraft
- z = Hebelarm der inneren Kräfte
- β_p = Prismendruckfestigkeit
- β_{slo} = Streckgrenze der Bewehrungselemente im Druckgurt
- β_{slu} = Streckgrenze der Bewehrungselemente im Zuggurt
- $\beta_{sBü}$ = Streckgrenze der Bügelbewehrung
- w = Rißbreite
- α = Neigungswinkel der Druckstreben
- ϑ = Torsionsverdrehung

1.0 Einleitung

Als Segmentbauweise bezeichnet man das hauptsächlich im Brückenbau angewandte Verfahren, einzelne werksmäßig vorgefertigte Bauteilabschnitte (Segmente) in Haupttragrichtung zu einem Gesamttragwerk zusammenzuspannen.

Diese Segmente bestehen aus Normal- und vereinzelt auch aus Leichtbeton, sind mit Betonstahl bewehrt und erforderlichenfalls in Querrichtung vorgespannt. Eine die Fugen kreuzende Bewehrung aus Betonstahl ist nicht vorgesehen.

Um eine optimale Paßgenauigkeit zu erzielen, werden die Segmente in der Regel im Kontaktverfahren hergestellt, das heißt, die Stirnfläche des letztbetonierten Segments dient als Schalfläche für das nächstfolgende.

Die Fugen zwischen den Segmenten werden als Preß- oder Verfüllfugen ausgeführt, wobei geeignete zement- oder kunststoffgebundene Fugenfüllstoffe verwendet werden.

Bei Preßfugen wird der Fugenmörtel auf die Stirnfläche des letztmontierten Segments aufgetragen und das nächstfolgende vor dem Erhärten des Mörtels möglichst zentrisch mit einer Flächenpressung von ca. $0,1 - 0,2 \text{ N/mm}^2$ dagegengespannt. Der überschüssige Fugenmörtel wird dadurch herausgequetscht, so daß sich eine Fugenbreite von 1 bis 3 mm einstellt. Als Fugenfüllstoffe werden bei Preßfugen überwiegend Kunsthazkleber oder Feinmörtel mit Zement-Kunsthazverbindungen als Bindemittel verwendet. Hierbei gelangen fast ausschließlich kalterhärtende Zwei-Komponenten-Epoxidharzsysteme zur Anwendung. Da die Materialeigenschaften dieser Systeme (Grundkomponente und Härter) sehr stark schwanken können, sind vor deren Verwendung Eignungsprüfungen erforderlich, ebenso ist die genaue Einhaltung der Verarbeitungsbedingungen (Topfzeit, offene Zeit, Verarbeitungstemperatur, Vorbehandlung der zu verklebenden Flächen etc.) zu beachten.

Bei Verfüllfugen wird abhängig von der Fugenbreite zwischen schmalen, etwa 3 cm starken Mörtel- und i. a. mindestens 10 cm breiten Betonverfüllfugen unterschieden. Wesentlich ist, daß bei Verfüllfugen das Zusammenspannen der Segmente erst nach ausreichender Erhärtung des Fugenfüllmaterials erfolgt. Hierbei ist zu beachten, daß durch die Verformungsbehinderung beim Schwinden des jungen Fugenmörtels Eigenspannungen auftreten, die zu Schwindrissen und wegen der anfangs fehlenden Längsvorspannung auch zu einem Haftverlust zwischen Mörtel und Beton führen können.

In Deutschland steht die Entwicklung und Anwendung dieser in vielen Fällen sehr wirtschaftlichen Bauweise noch in den Anfängen. Als Hauptursache dürfte das Fehlen einer entsprechenden Norm anzusehen sein, die erst jetzt mit DIN 4227/3 im Entwurf zur Diskussion gestellt wurde.

Im Ausland ist die Segmentbauweise bereits vielfach erfolgreich angewendet worden. Trotzdem steht die für eine wirtschaftliche Bemessung solcher Bauwerke notwendige Klärung grundlegender Probleme bisher noch aus. Zu diesen ungelösten Problemen gehören u. a.:

- (1) In welchem Maße können die überwiegend konzentriert angeordneten Spannglieder als Ersatz für die bei monolithischen Bauteilen umlaufend angeordneten Längsstäbe aus Betonstahl zur Aufnahme der Torsionsmomente aktiviert werden?
- (2) Inwieweit können die Spannglieder abhängig von der Verbundqualität eine Spaltbreitenbeschränkung in den Segmentfugen verlässlich gewährleisten?
- (3) Wie muß die Profilierung der Segmentstirnflächen beschaffen sein, um eine sichere Übertragung der schiefen Hauptdruckstrebenkräfte zu gewährleisten?

Mit den nachfolgend geschilderten Untersuchungen soll ein Beitrag zur Klärung dieser Probleme bei Bauteilen in Segmentbauart mit Preßfugen geleistet werden.

1.1 Derzeitiger Forschungsstand

Zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart sind bislang mehrere Forschungsvorhaben durchgeführt worden, in deren Mittelpunkt die Problemkreise

- Entwicklung und Verlauf der Biege- und Schubrisse sowie deren Beeinflussung durch die Fugen und
- Tragfähigkeit von Druckgurten und schubbeanspruchten Stegen im Fugenbereich

standen.

Über Inhalt und Ergebnis dieser Untersuchungen berichten Kupfer, Daschner und Guckenberger in /1/ sehr ausführlich; so daß nachfolgend lediglich die wesentlichsten im Rahmen dieser Studien gewonnenen Erkenntnisse kommentiert werden.

Die Tragfähigkeit von Druckgurten und schubbeanspruchten Stegen hängt im Fugenbereich der Segmente im wesentlichen von folgenden Parametern ab:

1. Der Fugenausbildung (Preßfugen als Trocken-, Klebe- oder Zementmörtelfuge; glatte oder feinprofilierte Fugenflächen oder Anordnung von wenigen bewehrten Konsolen).
2. Der Fugendicke (z. B. dünne Preßfugen oder dickere Mörtelverfüll- oder Betonfugen).
3. Der Fugenflächenrauigkeit (z. B. bei überwiegend glatten Flächen die Art der Vorbehandlung der Fugen).
4. Dem Neigungswinkel der Fugen zur Richtung der Hauptdruckstrebenkräfte.

Die Untersuchungen zum Studium dieser Einflußgrößen wurden bislang überwiegend an kleinen prismatischen Versuchskörpern durchgeführt (/2/ bis /7/). Dabei können an Versuchskörpern mit zur Belastungsrichtung senkrechter Fuge Erkenntnisse über das Trag- und Verformungsverhalten des mit einer Fuge durchsetzten Druckgurtes gewonnen werden, während Versuchskörper mit zur Belastungsrichtung geneigter Fuge Aussagen über das Tragvermögen schubbeanspruchter Stege erlauben.

Die vorliegenden Untersuchungen an Versuchskörpern mit zur Belastungsrichtung senkrechter Fuge zeigen, daß der Einfluß der Fugenmörtelfestigkeit auf die Tragfähigkeit mit zunehmender Fugendicke wächst. Es wurde festgestellt, daß bis zu einem Verhältnis $t/b \leq 1$ (t = Fugendicke, b = kleinste Prüfkörperbreite) die Behinderung der Querdehnung des Fugenmörtels festigkeitssteigernd wirkt. Bei Verhältnissen $t/b > 1$ konnten keine Auswirkungen dieses günstigen Einflusses mehr festgestellt werden. Bei sehr dünnen Fugen (Preßfugen) mit $t/b < 1/15$ war kein erwähnenswerter Einfluß der Mörtelfestigkeit auf die Tragfähigkeit feststellbar.

Bei Versuchskörpern mit zur Belastungsrichtung geneigten Fugen ist im wesentlichen die Fugenflächenrauigkeit und der Fugenneigungswinkel tragfähigkeitsbestimmend. Bei Überschreiten eines von der Rauigkeit der Fugenflächen und der Ausbildung der Fugen (Verklebung und Wellung) abhängigen kritischen Fugenneigungswinkels α_{crit} (vgl. Bild 1) ist ein Abgleiten bzw. Abscheren in den Fugen als Bruchursache festgestellt worden. Glatte, unbehandelte Fugenflächen in Verbindung mit reinem Zementmörtel als Fugenfüllstoff zeigten aufgrund von Schwindvorgängen eine herabgesetzte Haftfestigkeit und ein mit Trockenfugen weitgehend übereinstimmendes Tragverhalten. So wurde beispielsweise bei zur Belastungsrichtung geneigten Trockenfugen ein Grenzneigungswinkel $\alpha_{crit} = 35^\circ$ ermittelt, was bedeutet, daß für solche Fälle bei Neigungswinkeln $\alpha \leq 35^\circ$ ein Druckbruch zu erwarten ist und bei Neigungswinkeln $\alpha \geq 35^\circ$ als Bruchursache ein Abgleiten in der Fuge eintreten dürfte.

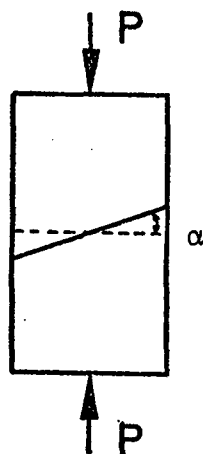


Bild 1: Neigungswinkel α der Trennfuge zu Belastungsrichtung

Die bislang vorliegenden Erkenntnisse über Entwicklung und Verlauf der Biege- und Schubrisse sowie deren Beeinflussung durch die Ausbildung der Fugen wurden überwiegend an vorgespannten, meist I-förmigen Segment-Versuchsbalken gewonnen.

Die Fugen dieser Balken waren dabei entweder als Trockenfugen bei Anordnung von Schubnadeln /3/ oder als Preßfugen unter Verwendung von Zement-Feinmörteln /8/ bis /12/ bzw. Kunstharzklebern (/13/ bis /17/) ausgebildet.

Bei den ersten Versuchen wurden die Balken einer überwiegenden Biegebeanspruchung unterworfen, um so Aussagen über die Biegerißentwicklung im Zuggurt zu gewinnen. Das Versagen der Balken wurde durch das Überschreiten der Streckgrenze der Spannstähle eingeleitet.

Die Rißbilder dieser Balken zeigten eine deutliche Konzentration der Biegerisse auf die Fugenbereiche. Bei Verwendung von Spannstählen mit schlechten Verbundeigenschaften (glatte Stähle) traten außerhalb der Fugen im Segment keine Biegerisse auf. Die vereinzelt beobachteten Schubrisse endeten meist in den Fugen, da wegen der hohen Biegebeanspruchung die Fugenspaltbreiten so groß waren, daß eine Weiterentwicklung der Risse über diese Spalte hinweg nicht möglich war.

Bei Verwendung von Spannstählen mit guten Verbundeigenschaften (profilierte oder gerippte Stähle) und einer weitgehend gleichmäßigen Verteilung der Spannglieder in der Zugzone wurden stets gleichmäßig verteilte Biegerisse festgestellt, wobei auch im Segment außerhalb des Fugenbereiches Biegerisse auftraten.

In /15/, /17/ wurde die Rißentwicklung an zentrisch gezogenen Zuggliedern, die mit einer Trennfuge versehen waren, systematisch studiert. Die Trennfuge wurde nur von Spanngliedern gekreuzt; die übrigen Zuggliedbereiche waren zusätzlich mit Bügel und Längseisen aus Betonstahl bewehrt.

Bei gleichen Querschnittsabmessungen der Versuchskörper wurde die Verteilung der Spannglieder über die Querschnittsfläche und die Oberflächenbeschaffenheit der Spannglieder (glatte oder profilierte Spannglieder) variiert.

Es wurde festgestellt, daß bei mittiger, konzentrierter Anordnung glatter Spannstähle der Abstand zwischen Trennfuge und dem ihr nächsten Riß etwa doppelt so groß war (ca. 55 cm) wie der gegenseitige Abstand der Risse im fugenfernen Bereich (ca. 23 bis 30 cm). Bei gleichmäßiger Verteilung der glatten Spannglieder über den Querschnittsumfang wurde ein gleichmäßiges, von der Trennfuge weitgehend unbeeinflusstes Rißbild beobachtet. In beiden Fällen waren jedoch die gemessenen Spaltbreiten der Fugen drei- bis viermal größer als die Breiten der übrigen Risse. Bei konzentrierter mittiger Anordnung von Spanngliedern mit günstigeren Spannstahlverbundeigenschaften (Litzenbündel, Gewindestäbe) zeigte sich ein deutlich verbessertes Rißverhalten; die Breite der Risse in der Fuge und im ungestörten Zuggliedbereich waren etwa gleich groß.

In neueren Balken-Versuchen /8/, /13/, /14/ stand das Studium der Entwicklung der Schubrisse im Fugenbereich und deren Einfluß auf die Schubtragfähigkeit im Vordergrund des Interesses. Es kamen Preßfugen zur Anwendung, wobei die Fugenflächen entweder fein profiliert (Zementmörtel-Füllstoff) oder glatt (Kunstharzklebefugen) ausgebildet wurden. Versagensursache war hierbei stets

ein Stegbruch. Auch bei Verwendung von glattem Spannstahl wurde kein Einfluß der Fugenausbildung auf die Schubrißentwicklung und das Schubtragverhalten festgestellt.

Die bislang gewonnenen Erkenntnisse über das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen in Segmentbauart können wie folgt zusammengefaßt werden:

- Die Biegerißentwicklung wird hauptsächlich von den Verbundeigenschaften der verwendeten Spannglieder beeinflusst.
- Die Schubrißentwicklung im Bereich von Preßfugen wird von der Ausbildung der Fugen nur unwesentlich beeinflusst. Die Verbundeigenschaften der Spannstähle wirken sich nicht auf die Schubrißentwicklung aus.
- Die Tragfähigkeit der Druckgurte und der schubbeanspruchten Stege im Fugenbereich hängen hauptsächlich von der Ausbildung der Fuge und dem Neigungswinkel der Hauptdruckstrebenkräfte ($\hat{=}$ Beanspruchungsrichtung der Fugen) ab.

1.2 Ziel der eigenen Versuche

Durch Eigengewichts- und Verkehrslasten werden Brückenüberbauten nicht nur auf Biegung und Querkraft, sondern ebenso planmäßig auf Torsion beansprucht. Diese Beanspruchungskombination erscheint für Segmentbauwerke besonders kritisch, da - wie bereits erwähnt - umlaufend angeordnete, die Segmentfugen kreuzende Längsstäbe aus Betonstahl zur Aufnahme der Torsionslängszugkräfte fehlen und keine experimentell belegten Untersuchungen darüber vorliegen, welche Anforderungen an den Spannstahl hinsichtlich seiner Lage und Verteilung zu stellen sind, um ihn ersatzweise zur Aufnahme der Torsionsmomente heranziehen zu können. Aus diesem Grunde sollte im Rahmen der im folgenden beschriebenen Versuche an zwei Spannbetonbalken in Segmentbauart primär das Trag- und Verformungsverhalten solcher Bauteile unter praxisnahen Beanspruchungskombinationen aus Biegung, Querkraft und Torsion untersucht werden, um Vergleichswerte zu monolithischen Bauteilen zu gewinnen.

Diese Untersuchungen knüpften an die "Versuche an Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion" an, über deren Ergebnisse in /18/ ausführlich berichtet wurde.

Im Mittelpunkt der Untersuchungen standen dabei

- (1) das Studium der Entwicklung der Biege- und Schubrisse sowie deren Beeinflussung durch die Segmentfugen und das Verbundverhalten der zugrandnahen Spannglieder,
- (2) Beobachtungen, inwieweit die aus der Biegebeanspruchung resultierenden Fugenrisse von Torsionsschubrisse gekreuzt werden und sich das zur Aufnahme der Torsionsmomente erforderliche räumliche Fachwerk unbeeinflusst ausbilden kann und ferner
- (3) die Frage, inwieweit die zur Aufnahme der Torsionslängszugkräfte erforderliche umlaufende Längsbewehrung aus Betonstahl durch eine im Querschnittsinnern liegende äquivalente Spannbewehrung ersetzt werden kann.

Der Vergleich der Untersuchungsergebnisse mit jenen, die an vergleichbaren monolithischen Spannbetonbalken gewonnen wurden, sollte aufzeigen, ob hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens wesentliche Unterschiede bestehen.

2.0 Versuchskörper

2.1 Allgemeines

In den Anlagen 2.1 bis 2.6 sind das statische System, die Bauteilabmessungen sowie die Anordnung der Spann- und Betonstahlbewehrung der beiden geprüften Versuchsbalken dargestellt. Diesen Anlagen ist zu entnehmen, daß folgende Einflußparameter variiert wurden:

(1) Statisches System und Belastungsanordnung:

- SETMQ1: 1-Feld-Balken mit 2 gleichgroßen Einzellasten in den Drittelpunkten als Biegebeanspruchung; konstante Torsionsmomentenbeanspruchung des gesamten Balkens.
- SETMQ2: 1-Feld-Balken mit Kragarm, Biegebeanspruchung durch 3 Einzellasten, so daß das Stützmoment und Feldmoment gleich groß waren und ein querkraftfreier Bereich mit konstantem Biegemoment entstand; konstante Torsionsmomentenbeanspruchung des Balkens mit Ausnahme des Kragarms.

(2) Segmentanzahl und Verhältnis Segmentlänge und Segmenthöhe l_0/d_0

- SETMQ1: 8 Segmente, davon 7 Segmente mit $l_0/d_0 = 75/60$ cm und 1 Segment $l_0/d_0 = 87.5/60$ cm
- SETMQ2: 15 Segmente, davon 14 Segmente mit $l_0/d_0 = 50/60$ cm und 1 Segment mit $l_0/d_0 = 75/60$ cm

(3) Schlauffbewehrung: Menge und Aufteilung

(4) Vorspannung: Lage und Größe

(5) Beanspruchung: Lastkombination und Belastungsverlauf

Den Versuchskörpern war gemeinsam:

(1) Betongüte: B 45

(2) Querschnittsform und -abmessung:

Hohlkasten mit $b/d = 60/60$ cm, Gurt- und Stegstärke $d_0 = 12$ cm

(3) Fugenausbildung: (vergl. Anlagen 2.1 und 2.4)

Trockenfuge mit Feinprofilierung der Stege, Neigung der Zahnflanken 45° , Zahnhöhe 1 cm.

2.2 Beton

Für beide Versuchskörper wurde eine Betonnennfestigkeit B 45 angestrebt. Der Wasser-Zement-Wert betrug jeweils 0,65, der Zementgehalt 330 kg pro m³ Beton. Als Zement wurde ein Portlandzement PZ 35F verwendet, dessen Güte durch Eigenüberwachung kontrolliert wurde. Die im Rahmen dieser Güteüberwachung ermittelten Zementfestigkeiten sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

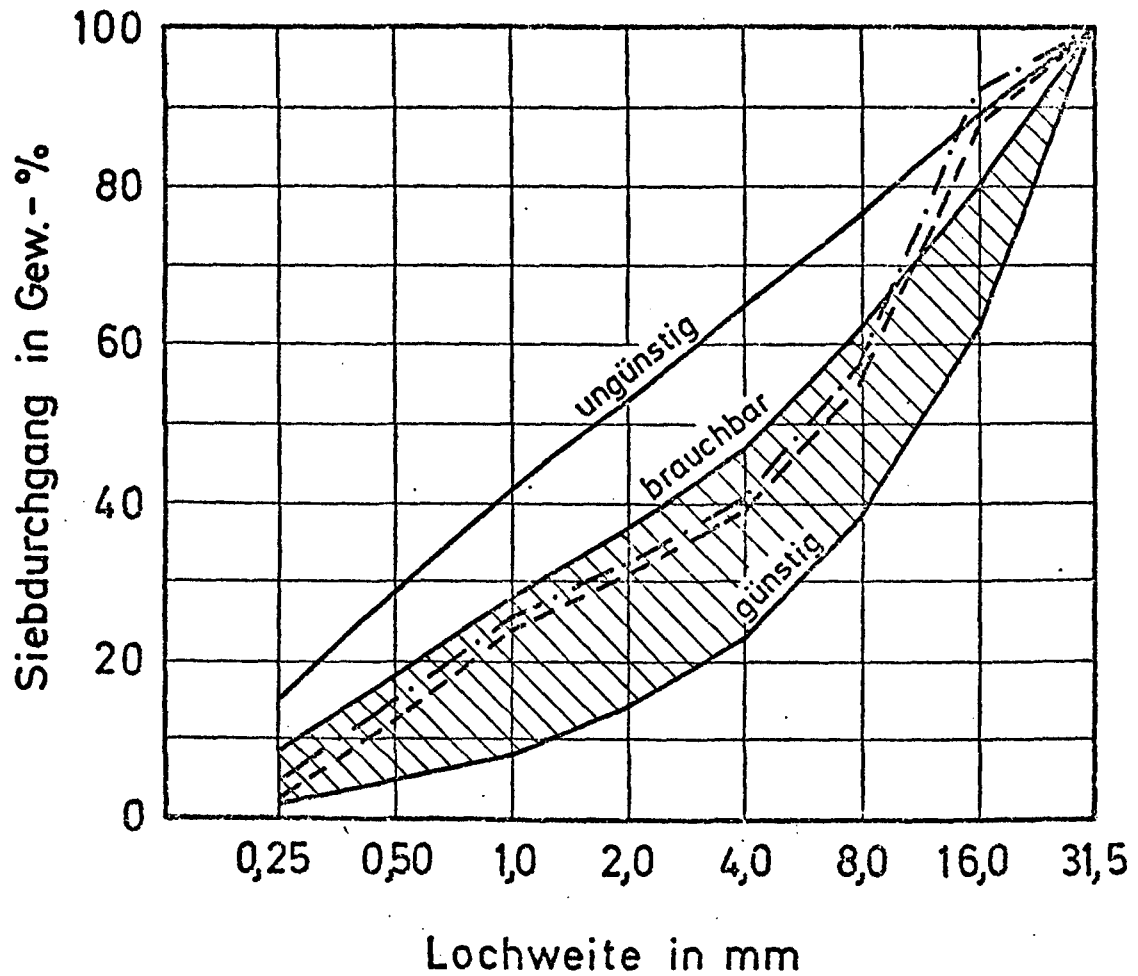
Prüfkörperabmessungen (cm)	Alter am Prüftag in Tagen	β_{bz} in N/mm ²	β_{pw}
4/4/16	7	6,85	39,05
	28	8,21	50,71

Lagerung der Prüfkörper nach DIN 1048

Zementgüte: PZ 35 F

Tabelle 1: Festigkeiten des verwendeten Zements
(Ergebnisse der Eigenüberwachung)

Das Größtkorn der Zuschläge betrug 31,5 cm, die in Bild 2 dargestellten Sieblinien der Zuschlagstoffe beider Balken liegen im nach DIN 1045 "günstigen" Bereich.



- Sieblinie der Zuschläge für Versuchskörper SETMQ1
- .-.-.- Sieblinie der Zuschläge für Versuchskörper SETMQ2

Bild 2: Sieblinien der verwendeten Zuschlagstoffe

Das Ausbreitmaß des Frischbetons betrug im Mittel 42 cm, das Verdichtungsmaß 1,05.

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurden während des Betonierens beider Versuchskörper zahlreiche Begleittkörper (Würfel, Spaltzugkörper und Prismen) hergestellt, anhand derer die Betongüte (Lagerung nach DIN 1048) sowie die Festigkeitsentwicklung des Betons (Lagerung der Begleittkörper wie die Versuchsbalken) ermittelt wurden. Die Mittelwerte dieser Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Versuchskörper	Alter am Prüfungstag	Lagerung	β_{wm}^{*1} N/mm ²	β_{BZ}^{*2} N/mm ²	β_{SZ}^{*3} N/mm ²	E_b^{*2} N/mm ²	WZ-Wert	β_p^{*2} N/mm ²	Ausbreitmaß cm	Verdichtungsmaß
SETMQ1	7	wie Versuchskörper	36,7	-	-	-	-	-	-	-
	28	DIN 1048	50,4	-	-	-	0,65	-	42,0	1,06
	bei Versuchsbeginn	wie Versuchskörper	48,3	-	3,45	$26,7 \cdot 10^3$	-	39,5	-	-
SETMQ2	7	"	34,8	-	-	-	-	-	-	-
	28	DIN 1048	47,2	3,62	-	-	0,65	-	42,0	1,04
	bei Versuchsbeginn	wie Versuchskörper	47,5	-	-	$30,8 \cdot 10^3$	-	36,1	-	-

*1 ermittelt an Würfeln 15/15/15 cm

*2 ermittelt an Prismen 15/15/70 cm

*3 ermittelt an Zylindern \varnothing 15 cm, l = 70 cm

Tabelle 2: Materialeigenschaften der verwendeten Betone

2.3 Bewehrung der Versuchsbalken

2.3.1 Allgemeines

Die Anordnung der Beton- und Spannstahlbewehrung beider Balken ist in den Anlagen 2.1, 2.2, 2.4 und 2.5 dargestellt. Als Betonstahl wurden Stähle der Güte BSt 420/500 RK verwandt, die eingebauten Dywidag-Spannstäbe entsprechen der Güte St 1325/1470 (\varnothing 16 mm) bzw. St. 835/1030 (\varnothing 26 mm glatt, \varnothing 26,5 mm gerippt). Die an Materialproben gewonnenen Materialkennwerte sind in Tabelle 3 zusammengefaßt.

Versuchskörper	Nenn Durchmesser d_e	A_s	β_s	β_z	Bruchdehnung	Stahlgüte
-	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	-
SETMQ1	8	53,72	438,0	505,1	13,6	BSt
	10	81,77	454,5	533,7	14,7	420/500
	12	114,11	461,7	519,0	12,9	RK
	14	155,33	433,1	518,7	16,2	
	16	192,4	1369,0	1506,0	8,2	St 1325/1470
	26,5	551,2	865,1	1105,4	9,9	St 835/1030
SETMQ2	10	79,80	444,0	506,7	10,6	BSt
	12	117,66	467,2	543,1	11,4	420/500
	14	154,30	436,2	529,6	13,8	RK
	16	208,50	435,0	520,1	14,8	
	16	191,1	1435,0	1580,0	9,6	St. 1325/1470
	26	532,6	898,8	1118,0	9,9	St 835/1030

Tabelle 3: Materialkennwerte der bei den Versuchsbalken verwendeten Beton- und Spannstähle

2.3.2 Bügelbewehrung

Zur Aufnahme der Torsionsmomente wurden in den querkraftfreien Bereichen der Balken Bügel mit einem Durchmesser von 10 mm im Abstand von 10 cm angeordnet, in den übrigen - querkraftbeanspruchten - Bereichen Bügel mit einem Durchmesser von 12 mm im Abstand von 7,5 cm.

Da in den Auflagerbereichen die Torsionsmomente eingeleitet wurden, waren hier zusätzlich innenliegende Bügel (\emptyset 10 mm, $e = 7,5$ cm) angeordnet.

Die zur Ermittlung der Bügeldehnungen mit Dehnmeßstreifen versehenen Bügel waren geschweißt gestoßen, um mögliche Störfaktoren (Schlupf o. ä.) auszuschließen.

Das kraftschlüssige Verschweißen kaltverformter Betonstähle ist nach DIN 4099 zwar nicht zulässig, doch ergaben entsprechende Untersuchungen, daß geschweißt gestoßene Bügel das Tragverhalten torsionsbeanspruchter Bauteile nicht nachteilig beeinflussen und gegenüber übergreifend gestoßenen Bügeln auch nicht zu günstig wirken.

2.3.3 Längsbewehrung

Um ein sekundäres Versagen bei der Umlenkung der spiralförmig um die Balken verlaufenden Torsionsdruckstrebenkräfte auszuschließen, wurden die Querschnittsecken der Segmente konstruktiv bewehrt (je 1 \emptyset 10 im Biegedruckgurt, je 1 \emptyset 14 im Biegezuggurt). Aus demselben Grunde wurden diese Längsstäbe in den Einleitungsbereichen der Torsionsmomente auf 10 annähernd gleichmäßig über den Umfang verteilte Längsstäbe vermehrt.

2.3.4 Spannbewehrung

Als Spannbewehrung wurden Dywidag-Spannstähle und Verankerungen verwandt. Zur Aufnahme der Längszugkräfte aus den Torsionsmomenten wurden in den Stegen beider Balken in halber Querschnittshöhe geradlinig verlaufende Gewindestäbe mit Durchmessern von 26,5 mm (SETMQ1) bzw. 16 mm (SETMQ2) angeordnet. Die zur Aufnahme der Biegemomente angeordneten Spannglieder in den Zuggurten waren

dem Biegemomentenverlauf entsprechend gestaffelt, die Innenverankerungen waren in ausreichend überdrückten Bereichen angeordnet. Beim SETMQ1 bestand diese Bewehrung aus Gewindestäben $\varnothing 26,5$ mm und $\varnothing 16$ mm, bei SETMQ2 wurden glatte Spannstähle $\varnothing 26$ mm gewählt, um den Einfluß der Spannstahlverbundeigenschaften auf die Rißentwicklung herauszukristallisieren.

2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchsbalken

Nachdem die Spannstäbe an den vorgesehenen Stellen mit Dehnmeßstreifen versehen worden waren, wurden sie in die über die Fugen durchlaufenden Hüllrohre eingefädelt und diese durch Schablonen in ihrer endgültigen Lage im Schalkkörper fixiert. Die Meßkabel der Dehnmeßstreifen wurden durch in Höhe der DMS in die Hüllrohre geschnittene Öffnungen nach außen geleitet; diese Öffnungen wurden anschließend wieder verschlossen, um ein Eindringen des Frischbetons in die Hüllrohre auszuschließen.

Beim Versuchsbalken SETMQ1 wurde jedes Segment nach Montage des Bewehrungskorbes einzeln betoniert, wobei die Stirnfläche des letztbetonierten Segmentes - analog dem Kontaktverfahren - als Schalfläche für das nächstfolgende diente. Der Betonierabstand betrug einen Tag. Bild 3 zeigt eine Ansicht des betonierten ersten Segments des Versuchsbalkens SETMQ1 sowie den Bewehrungskorb des zweiten Segments und die Schablone zum Fixieren der Spannglieder, die gleichzeitig auch als Stirnschalung diente.

Im Gegensatz zum Balken SETMQ1 wurde beim Versuchsbalken SETMQ2 wegen der größeren Anzahl an Segmenten im ersten Betonierabschnitt jedes zweite Segment betoniert und im zweiten, drei Tage später folgenden Betonierabschnitt die Gaswischschleifenden. Bild 3 zeigt beispielhaft einen Ausschnitt der Bewehrungsleiste vor Betonierbeginn.

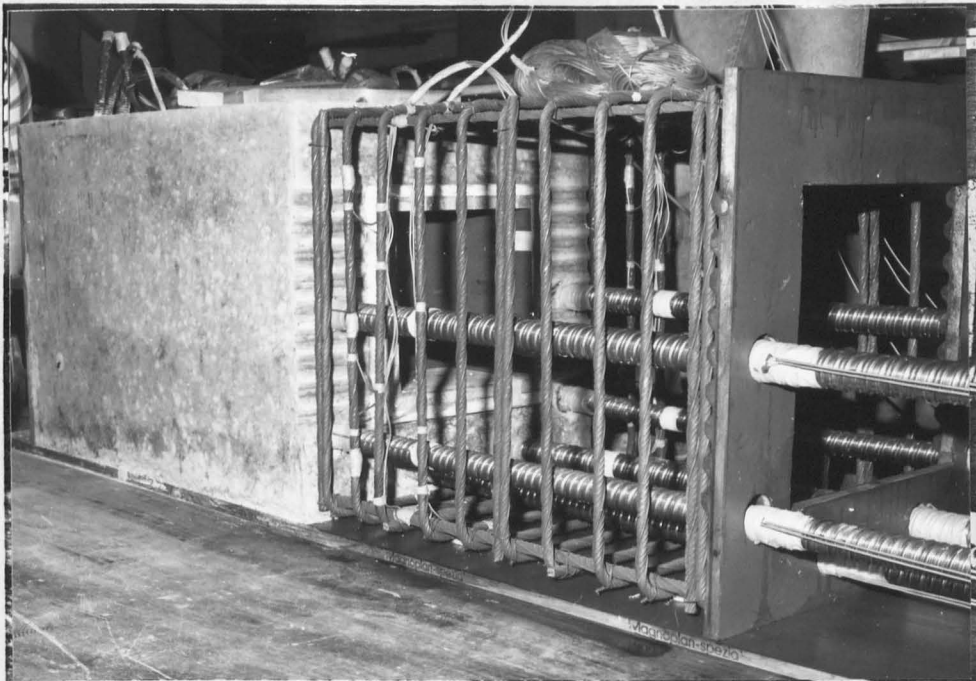


Bild 3: Versuchsbalken SETMQ2

Bild 3: Herstellung des Versuchsbalkens SETMQ1

Im Gegensatz zum Balken SETMQ1 wurde beim Versuchsbalken SETMQ2 wegen der größeren Anzahl an Segmenten im ersten Betonierabschnitt jedes zweite Segment betoniert und im zweiten, drei Tage später folgenden Betonierabschnitt, die dazwischenliegenden. Bild 4 zeigt beispielhaft einen Ausschnitt der montierten Bewehrungskörbe vor Betonierbeginn.



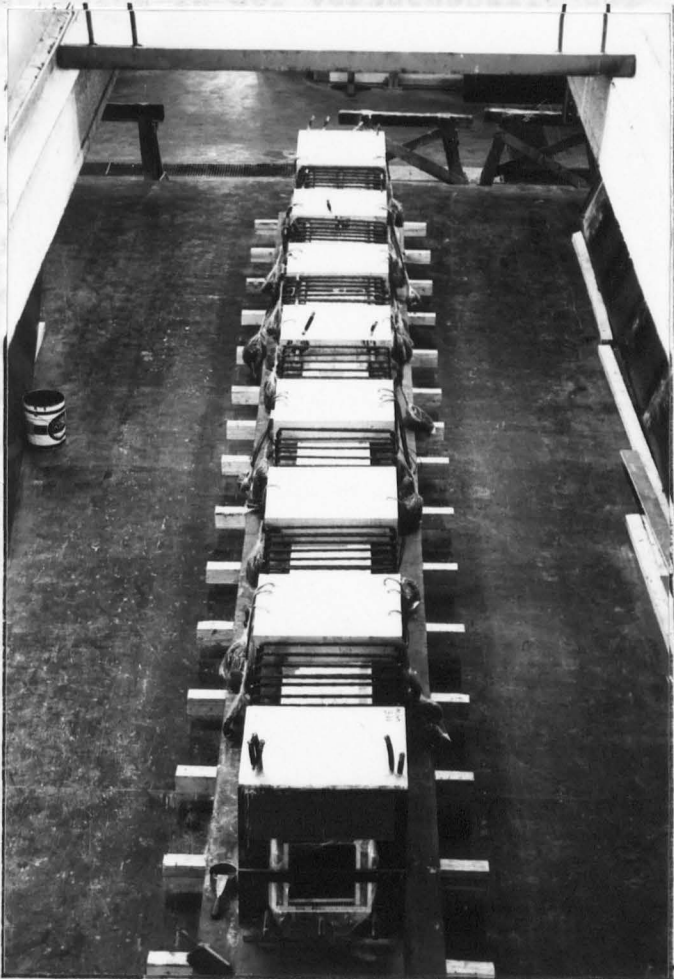
Bild 4: Bewehrungskörbe des Versuchsbalkens SETMQ2

Die Verdichtung des eingegossenen Betons B 45 geschah bei beiden Balken mit Innerrütteln. Beim Balken SETMQ2 wurden zusätzlich Aufwärtler eingesetzt, um eine einwandfreie Verdichtung auch der schwer zugänglichen Bereiche des unteren Gurtes zu gewährleisten.

Die Segmentschablonen beider Versuchsbalken blieben unbehandelt, um das Verfestigen des Betons zu erleichtern. Nach dem Gießen wurde ein Kunstharzkleber aufgetragen, um die Bruchcharakteristika der Kontaktflächen nicht zu beeinflussen.

Während der ersten sieben Tage nach Abschluß der Betonierarbeiten wurden die Balken in feuchten Tüchern gelagert, die

Bild 5: Versuchsbalken SETMQ2 nach Abschluß des ersten Betonierabschnittes



2.5. Injizieren und Vorspannen

Vor dem Setzen der Vorspannvorrichtung wurde der Balken auf die Auflager gebracht. Nach dem Vorspannen wurde der Balken mit einem Vorspannanker versehen. Die Vorspannkraft wurde durch das Vorspannen des Betons erreicht.

Die Anzeichen des Vorspannens sind die Vorspannkraft, die durch das Vorspannen des Betons erreicht wird. Die Vorspannkraft wird durch das Vorspannen des Betons erreicht.

Die Verdichtung des eingebrachten Betons B 45 geschah bei beiden Balken mit Innenrüttlern, beim Balken SETMQ2 wurden zusätzlich Außenrüttler eingesetzt, um eine einwandfreie Verdichtung auch der schwer zugänglichen Bereiche des unteren Gurtes zu gewährleisten.

① ermittelt an Zylindern $h = 300\text{ mm}$, $d = 150\text{ mm}$, Lagerung wie Versuchsbalken

Tabelle 4: Materialkennwerte der Betonmörtel

Die Segmentstirnflächen beider Versuchsbalken blieben unbehandelt; es wurde vor Gegenbetonage des nächsten Segments weder ein Trennmittel noch ein Kunstharzkleber aufgetragen, um die Beschaffenheit der Kontaktflächen nicht zu beeinflussen.

Während der ersten sieben Tage nach Abschluß der Betonierarbeiten wurden beide Balken unter feuchten Tüchern gelagert, die restliche Zeit bis zum Versuchsbeginn in der Versuchshalle bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen.

2.5 Injizieren und Vorspannen

Vor dem Umsetzen der Versuchsbalken auf die Auflager wurde zum gefahrlosen Transport eine Teilvorspannung aufgebracht, die ein vorzeitiges Aufreißen der Fugen verhinderte. Nach Aufsetzen der Balken auf die Auflager wurden schrittweise die vollen zulässigen Vorspannkkräfte aufgebracht, wobei eine Steuerung der Pressenkräfte anhand der gemessenen Spannstahldehnungen möglich war. Nach Beendigung des Vorspannens erfolgt das Verfüllen der Hüllrohre mit Einpreßmörtel.

Das Anmischen des Einpreßmörtels sowie das mit einer Handpresse vorgenommene Einpressen in die Hüllrohre wurde in Anlehnung an DIN 4227, Teil 5, vorgenommen. Dem PZ 45 F wurde als Einpreßhilfe 1 % Tricosal zugesetzt. Der Wasser-Zement-Wert lag mit 0,34 unter dem zulässigen Maximalwert von 0,44.

Die im Versuch ermittelten Materialkenngrößen des Einpreßmörtels sind der folgenden Tabelle 4 zu entnehmen.

Versuchsbalken	Tauchzeit nach Mischende in sec.	Tauchzeit 30 min nach Mischende in sec.	28-Tage-Zylinder-Druckfestigkeit in N/mm^2 ①
SETMQ 1	-	-	58,0 > 30,0
SETMQ 2	63 > 30	74 < 80	40,7 > 30,0

① ermittelt an Zylindern $h = 8 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, Lagerung wie Versuchskörper

Tabelle 4: Materialkenngrößen der Einpreßmörtel

3. Versuchseinrichtung

3.1 Meßstellenanordnung, Meßeinrichtung

Bei beiden Balken wurden in ausgewählten Meßquerschnitten mit Dehnmeßstreifen laststufenweise die Dehnungen der Bügel, der Längsstäbe sowie der Spannstähle gemessen. Die Anordnung und Bezeichnung der DMS-Meßstellen sind in den Anlagen 3.1 und 3.2 erläutert.

Die Betonverformungen wurden durch Messungen mit dem Setzdehnungsmesser festgehalten; die Anordnung der Setzdehnungsmeßstellen (Meßbasis 100 mm) an beiden Balken sind in den Anlagen 3.3 und 3.4 aufgeführt. Mit Hilfe der in den schwach schubbeanspruchten Bereichen aufgebrachten Setzdehnungsmeßbrosetten war es möglich, aus den Verformungen in Längs-, Quer- und Diagonalenrichtung, die Hauptdehnungen des Betons und deren Neigungswinkel zur Längsachse zu ermitteln.

Die Durchbiegungen und Torsions-Verdrehungen der Balken wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen, deren Anordnung in den Anlagen 3.5 und 3.6 wiedergegeben ist.

Sämtliche elektronische Messungen wurden mit Vielstellenmeßanlagen vom Typ Hottinger erfaßt.

Die Rißentwicklung beider Balken wurde laststufenweise registriert und die Rißbreiten ausgewählter Risse längs vorgegebener Meßlinien (vgl. Anlage 3.3 und 3.4) mit Rißlupen bestimmt. Zusätzlich wurden beim Balken SETMQ 2 im Bereich des konstanten Biegemomentes die Spaltbreiten der Segmentfugen mit einem manuellen Tensotast-Meßgerät (Meßbasis 5 cm) gemessen (vergl. Anlage 3.4).

3.2 Belastungseinrichtung

Das statische System und die Belastungsanordnung der beiden Versuchskörper sind in den Anlagen 2.3 und 2.6 dargestellt. Zur Erzeugung der Biegebeanspruchung wurden 500 kN und 1000 kN Amsler-Pressen verwandt; die Torsionsmomente wurden durch eine exzentrische Krafteinleitung mit über den Auflagerpunkten angebrachten gabelartigen Konstruktionen erzeugt.

Der prinzipielle Aufbau dieser Vorrichtung ist in Bild 6 zu erkennen.

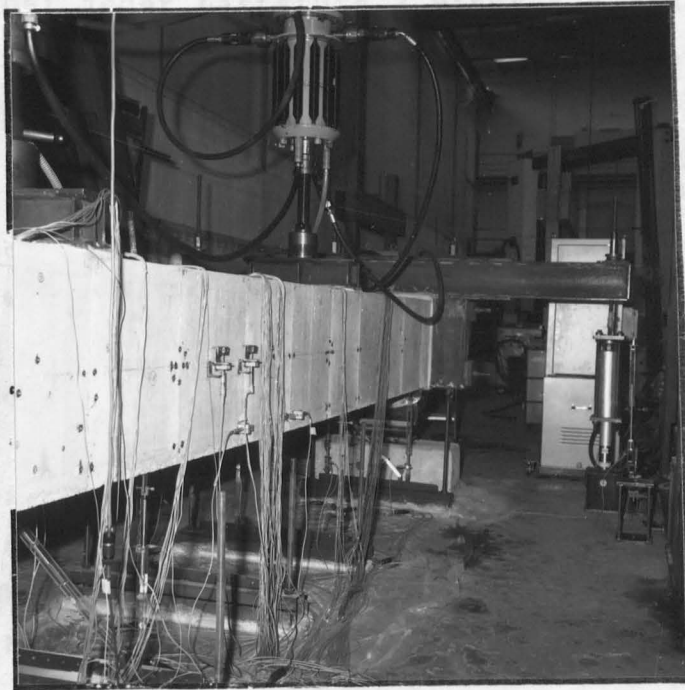


Bild 6: Belastungsvorrichtung zur Erzeugung der Torsionsbeanspruchung.

4.0 Versuchsdurchführung

4.1 Allgemeines

Der Belastungsablauf war bei beiden Versuchskörpern im wesentlichen gleich. Zunächst wurde in mehreren Laststufen das Biegemoment bis zur ca. 1,1-fachen Erst-Rißlast aufgebracht, danach das Torsionsmoment nachgefahren. Nachfolgend wurde jeder Balken bei konstantem Torsionsmoment einer Biegeschwellbeanspruchung unterworfen und abschließend unter kombinierter Beanspruchung aus M , T und Q stufenweise der Bruch angesteuert.

Das Ablesen aller Meßdaten sowie die Aufzeichnung des Rißbildes erfolgte bei jeder Laststufe 2 Minuten nachdem die Last aufgebracht worden war, lediglich die mit dem Setzdehnungsmesser aufzunehmenden Betonverformungen und die Rißbreitenänderungen wurden bei jeder zweiten Laststufe abgelesen.

4.2 Versuchsdurchführung beim Balken SETMQ 1

Zunächst wurde in insgesamt 12 Laststufen ein maximales Biegemoment in Höhe von 600 kNm ($\hat{=} 1,875 \cdot M_D^{+}$) aufgebracht, um im Bereich des konstanten Biegemomentes (vergl. Belastungsanordnung in Anlage 2.3) ein ausgeprägtes Biegerißbild zu erzeugen. Dabei wurden bei einem Biegemoment von 360 kNm ($\hat{=} 1,125 M_D^{+}$) erste Risse in den Kontaktfugen zwischen den Segmenten 4 und 5 bzw. 5 und 6 beobachtet und bei einem Biegemoment von 520 kNm ($\hat{=} 1,625 M_D^{+}$) erste Risse außerhalb des Fugenbereiches registriert.

Bei einem Biegemoment von 600 kNm ($\hat{=} 1,875 M_D^{+}$) hatte sich das Biegerißbild weitgehend ausgebildet und ein gleichmäßiges Rißbild mit einem mittleren Rißabstand a_m von 25 cm ($a_{\max} = 34$ cm, $a_{\min} = 17$ cm) eingestellt.

Bei einem konstanten Torsionsmoment $T = 112$ kNm wurde der Balken einer Dauerschwellbeanspruchung von 10 000 Lastwechseln mit einer Unterlast $P_u = 35$ kN ($\hat{=} M_u = 70$ kNm) und einer Oberlast $P_o = 140$ kN ($\hat{=} M_o = 280$ kNm) unterworfen. Nach vorangegangener

^{+) M_D} : aus Meßdaten errechnetes Dekompressionsmoment

Entlastung wurde abschließend wieder ein Biegemoment von 600 kNm aufgebracht und das Torsionsmoment von Null auf 240 kNm laststufenweise gesteigert. Die sich einstellenden Torsionsrisse überkreuzten die Biegerisse in allen Fällen.

Das Versagen des Balkens wurde durch Steigerung der Biegebeanspruchung erreicht, der Bruch trat bei einer Beanspruchungskombination $M_u/T_u = 700/240$ kNm ein und muß als ein Torsions-Biege-Bruch gedeutet werden, der sich durch Fließen sowohl der Bügel als auch der unteren Spannstähle im Bruchbereich ankündigte. Die Versagenszone des Balkens ist in Bild 7 wiedergegeben.

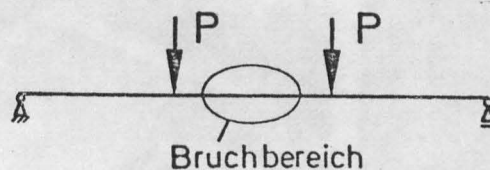


Bild 7: Bruchbereich des Versuchsbalkens SETMQ 1

4.3 Versuchsdurchführung beim Balken SETMQ2

Bei einem Biegemoment von $M = 412,25$ kNm ($\approx 1,05 M_D^{+}$) öffnete sich die Fuge zwischen Segment Nr. 9 und 10 (vgl. Anlage 2.4), in der das mittlere Spannglied des unteren Gurtes verankert war. Bis zu einem Biegemoment von 485 kNm ($\approx 1,23 M_D^{+}$) hatte sich das endgültige Biegerißbild im Bereich des konstanten Momentes

⁺⁾ M_D = aus Meßdaten errechnetes Dekompressionsmoment

ausgebildet. Sämtliche Biegerisse konzentrierten sich auf die Fugen. Die aus der Torsionsbeanspruchung resultierenden Risse überkreuzten die Biegerisse, trotz deren Konzentration auf die Fugenbereiche, so daß keine gegenseitige Beeinflussung der Rißbilder festgestellt werden konnte.

Nach erfolgter Dauerschwellbeanspruchung (18500 LW) wurde laststufenweise im Verhältnis $M/T = 4$ eine Beanspruchungskombination von $M_{\max}/T = 582/150 \text{ kNm}$ aufgebracht und nachfolgend das Torsionsmoment auf $T = 193 \text{ kNm}$ gesteigert.

Bei dieser Laststufe ($M/T = 582/193 \text{ kNm}$) verdrehten sich die Segmente 1 und 2 schlagartig gegeneinander, so daß keine weitere Laststeigerung mehr möglich war. Die gegenseitige Verschiebung erfolgte vor allem im Bereich des unprofilierten oberen Gurtes, als deren Folge die Druckstreben in den Stegen zerstört wurden (vgl. Bild 8a und 8b).



Bild 8a: Vor Entfernen der losen Betonflächen

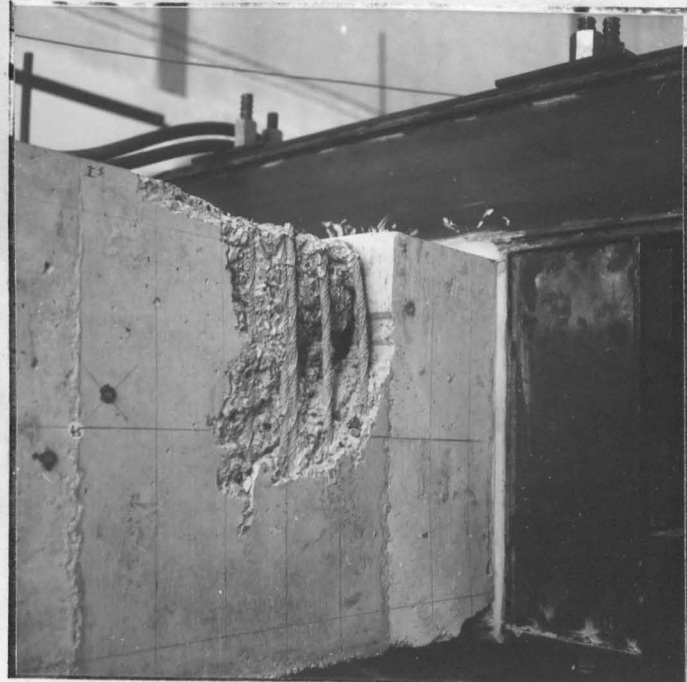


Bild 8b: Nach Entfernen der losen Betonflächen

Bild 8: Bruchbild nach dem gegenseitigen Verdrehen der Segmente 1 und 2

5.0 Auswertung der Versuchsergebnisse

Nach Entlastung des Balkens wurde der zerstörte Bereich mit Kunstharzmörtel saniert, das Auflager um 1 m nach innen versetzt, so daß die zerstörte Zone außerhalb des Beanspruchungsbereichs lag und der Balken erneut beansprucht, bis sich bei einer Lastkombination $M_u/T_u = 582/200$ kNm im Bereich der Segmente 9 und 10 der vorausberechnete Druckstrebenbruch einstellte (vgl. Bild 9).

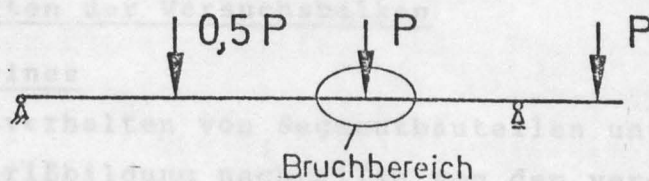
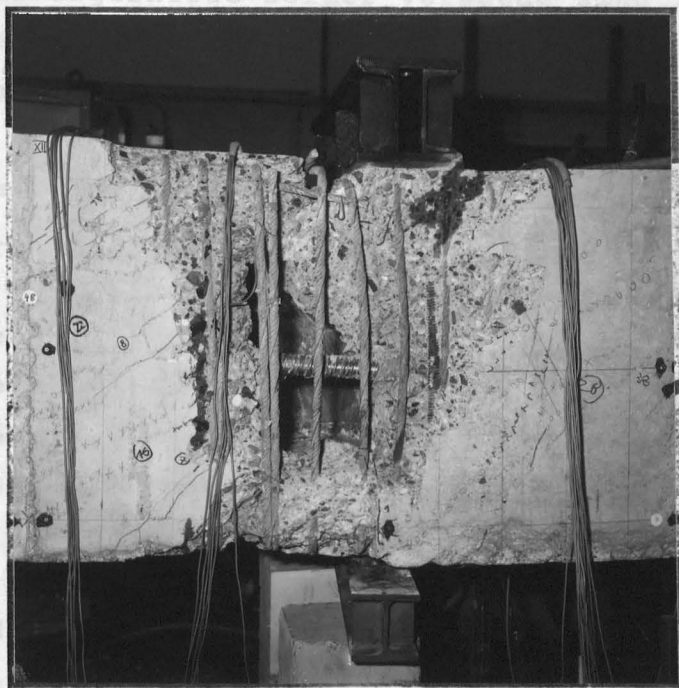


Bild 9: Bruchbild des Balkens SETMQ2 im Bereich der Segmente 9 und 10

5.0 Auswertung der Versuchsergebnisse

5.1 Allgemeines

Wegen der Fülle der während der beiden Versuche gewonnenen Meßdaten werden diese im folgenden nur zusammenfassend in Diagrammform mitgeteilt und nicht im einzelnen erläutert, sondern lediglich die gewonnenen Erkenntnisse ausführlich diskutiert.

Sämtliche Meßergebnisse beider Versuche sind in je einem vom vorliegenden Versuchsbericht abgetrennten Anhang systematisch ausgewertet wiedergegeben.

Jeder Anhang enthält in tabellarischer und grafischer Darstellung die laststufenweise gemessenen Beton-, Bügel-, Längsstab- und Spannstahldehnungen, die aus den Bügeldehnungen errechneten Bügelspannungen, die aus den gemessenen Längs-, Quer- und Trajektoriendehnungen ermittelten Beton-Hauptdehnungen sowie die Darstellung der laststufenweisen Entwicklung des Rißbildes. Schließlich sind die belastungsabhängigen Balkenverformungskennwerte wie Durchbiegungen, Torsionsverdrehungen und Torsionssteifigkeiten nach Zustand I und Zustand II anhand der Weggebermeßwerte nach dem in /18/ beschriebenen Verfahren ausgewertet und dargestellt worden.

5.2 Rißverhalten der Versuchsbalken

5.2.1 Allgemeines

Das Biege-Rißverhalten von Segmentbauteilen unterscheidet sich bei Erstrißbildung nachteilig von dem vergleichbarer monolithisch hergestellter Spannbetonbauteile, weil bei Segmentbauteilen durch die Fugen Sollrißstellen vorgegeben sind, da

- die Zugfestigkeit des Fugenfüllmaterials niedriger sein kann als die des zur Herstellung der Segmente verwendeten Normalbetons und
- die Zugfestigkeit des Normalbetons in den Fugenrandbereichen durch die Anreicherung mit Feinanteilen naturgemäß niedriger ist als im Baukörper selbst,

so daß auch bei höherer Zugfestigkeit des Fugenfüllers mit vorzeitiger Rißbildung im Segment-Fugenbereich gerechnet werden muß, und

- die Fugen nicht von Längsbewehrungsstäben aus Betonstahl gekreuzt werden, die zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten aktiviert werden könnten.

Da aber der korrosionsempfindliche Spannstahl gegen den Angriff aggressiver Medien geschützt werden muß, sind für eine dauerhafte Gebrauchsfähigkeit der Segmentbauteile Maßnahmen vonnöten, die eine wirksame Begrenzung der Fugen-Spaltbreiten verlässlich gewährleisten.

Als Grundlage dafür muß u. a. bekannt sein,

- (1) wie sich bei Segmentbauteilen die Risse und Rißbreiten entwickeln und von welchen Parametern diese Entwicklung abhängt
- (2) mit welchen Streubreiten der Fugenspaltbreiten bei gleicher Beanspruchung zu rechnen ist und
- (3) welche zusätzlichen Spannstahlbeanspruchungen aus der Öffnung der Fugen resultieren bzw. bei welchen Spannstahlspannungsdifferenzen $\Delta \sigma_z^{II}$ zwischen Spannstahlspannung σ_z^{II} in der Fuge und Spannstahlspannung σ_z^I im Segment kritische Spaltbreiten erreicht werden.

Nachfolgend werden deshalb im Kapitel 5.2.2 die Entwicklung der Risse und Rißbreiten bei beiden Versuchsbalken erläutert und im Kapitel 5.2.3 die infolge der Rißbildung in den zugrandnahen Spanngliedern hervorgerufenen Beanspruchungsänderungen diskutiert und diese den zugeordneten gemessenen Fugenspaltbreiten gegenübergestellt.

5.2.2 Rißentwicklung im Versuch

Die laststufenweise Entwicklung der Risse ist für den Balken SETMQ 1 in den Anlagen 5.1 bis 5.4 und für den Balken SETMQ 2 in den Anlagen 5.5 bis 5.12 dargestellt. Wie bereits im Abschnitt 4.1 erwähnt, wurden beim SETMQ 1 bei einem Biegemoment von 360 kNm ($\approx 1,125 M_D^+$) erste Risse in den Segmentfugen beobachtet, zu denen bei einem Moment von 520 kNm ($\approx 1,625 M_D^+$) Biegerisse außerhalb des Fugenbereiches hinzukamen. Bei einer Biegebeanspruchung von 600 kNm ($\approx 1,875 M_D^+$) war das Biegerißbild weitgehend abgeschlossen, wobei ein mittlerer Rißabstand a_m von ca. 25 cm gemessen wurde ($a_{\max} = 34$ cm, $a_{\min} = 17$ cm). Die zwischen 40° bis 45° geneigten Schubrisse aus der nachfolgend aufgebrachten Torsionsbeanspruchung überkreuzten sämtliche Biegerisse.

Beim Versuchsbalken SETMQ 2 war die Zugzone im Gegensatz zum SETMQ 1, bei dem ausschließlich gerippte Spannstäbe verwandt wurden, von glatten Spannstäben durchsetzt. Die ersten Fugenöffnungen wurden bei einer Biegemomentenbeanspruchung von 412,25 kNm ($\approx 1,05 M_D^+$) beobachtet (vgl. Abschnitt 4.3). Bei einer Biegemomentenbeanspruchung von 485 kNm ($\approx 1,23 M_D^+$) hatte sich das Biegerißbild weitgehend ausgebildet ($a_m = 0,50$ m \approx Abstand der Segmentfugen).

Die Risse konzentrierten sich wegen des geringen Haftverbundes der verwendeten Spannstähle auf die Fugen. Dadurch konnte deren Entwicklung durch die in Höhe der unteren Spannglieder an der Balkenvorder- und -hinterseite angeordneten Tensotast-Meßstellen (vgl. Anlage 3.4) mit besonderem Augenmerk verfolgt werden. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Messungen sind in den Anlagen 5.13 bis 5.18 wiedergegeben.

Dabei sind in Anlage 5.13 die aus den im Bereich des konstanten Biegemomentes (Segmente 5 bis 9, vgl. Anlage 2.4) gemessenen Fugenspaltbreiten ermittelten kleinsten, größten

^{+) M_D} = aus Meßdaten errechnetes Dekompressionsmoment

und mittleren Fugenspaltbreiten abhängig vom Biegemoment aufgetragen:

Bis zu einem Biegemoment von $M = 582 \text{ kNm}$ war das Torsionsmoment $M_T = 0$. Die Fugenspaltbreiten nahmen nach Erstrißbildung rasch zu und erreichten bei $M = 582 \text{ kNm}$ einen Größtwert von ca. $0,22 \text{ mm}$, wobei der qualitative Verlauf der drei Kurven w_{\max} , w_{mittel} und w_{\min} nahezu gleich ist. Die nachfolgende Abminderung der Biegemomentenbeanspruchung bei gleichzeitig zunehmender Torsionsmomentenbeanspruchung bewirkte eine Umkehr der in der Kontaktfläche Spannstahl-Injektionsmörtel wirkenden Reibungskräfte. Dies führte dazu, daß bei gleicher Biegemomentenbeanspruchung im Entlastungsbereich deutlich größere Spaltbreiten gemessen wurden, als bei der Erstbelastung und die Bandbreite zwischen w_{\min} und w_{\max} beträchtlich zunahm.

In den Anlagen 5.14 bis 5.17 sind ergänzend die im Bereich des konstanten Momentes an den einzelnen Meßstellen gemessenen Spaltbreiten abhängig von der vorhandenen Biegemomentenbeanspruchung aufgetragen. Dargestellt sind jeweils die auf der Vorder- und Hinterseite des Balkens in Höhe der unteren Spanngliedlage gemessenen Fugenspaltbreiten.

Die in Anlage 5.14 wiedergegebenen Spaltbreitenöffnungen der Fuge zwischen den am Ende des querkraftfreien Bereichs liegenden Segmenten 9 und 10 sind deshalb so groß, weil - wie bereits in Abschnitt 4.3 erläutert - in dieser Fuge das mittlere Spannglied des unteren Gurtes verankert war und daraus ein niedrigeres Dekompressionsmoment resultierte. Die nachfolgend beschriebene Auswertung der den Spaltbreitenänderungen zugeordneten Spannstahlspannungsänderungen zeigte aber, daß dadurch keine nachteilige Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhaltens in diesem Fugenbereich resultierte.

In Anlage 5.18 sind die im Bereich des konstanten Momentes gemessenen Spaltbreiten für ausgewählte Laststufen in Abhängigkeit von der Häufigkeit ihres Auftretens aufgetragen. Diese Darstellung verdeutlicht, daß sich mit Ausnahme der Fuge zwischen Segment 9 und 10, in der die größten Spaltbreiten gemessen wurden, alle anderen Fugen im gesamten Beanspruchungsbereich weitgehend gleichmäßig öffneten. Zwischen Laststufe 27 und 33 wurde die Dauerschwellast (18500 LW) aufgebracht. Die nach erfolgter Dauerschwellast bei gleicher Beanspruchungskombination gemessenen Spaltbreiten erwiesen sich kleiner als vorher; dies muß auf noch nicht überwundene Kornverzahnungseffekte in der Kontaktfläche Spannglied-Injektionsmörtel zurückgeführt werden.

5.2.3 Auswertung der Rißbreitenmessungen

Nach Überschreiten der Dekompressionslast öffnen sich die Segmentfugen, wodurch die Spannstahlspannungen im Fugenbereich wegen der fehlenden Mitwirkung des Betons auf Zug stärker zunehmen als in den sich im Zustand I befindlichen Nachbarbereichen. Der Abbau dieser Spannungsdifferenzen erfolgt durch die in der Kontaktfläche Spannglied-Einpreßmörtel wirkende Verbundspannungen, deren Größe im wesentlichen von der Oberflächenrauigkeit der Spannstähle (glatte, gerippte, Gewindestähle, Litzen) abhängt. Die Übertragung der Verbundkräfte in den Beton geschieht - nach abgeschlossener Rißbildung im Einpreßmörtel - über ein System von Druckstreben, deren Verankerungspunkte von der profilierten Hüllrohroberfläche und der Spannstahloberfläche gebildet werden.

Eine einfache Möglichkeit, die Spaltbreiten der Segmentfugen mit wirtschaftlichen Mitteln zu beschränken, besteht darin, für einen definierten Lastfall die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_z^{II}$ zwischen Spannstahlspannung σ_z^{II} in der Fuge und Spannstahlspannung σ_z^I im Segment zu begrenzen. Ein solches Vorgehen setzt jedoch voraus, daß bekannt ist, bei welchen Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma_z^{II}$ mit kritischen Fugenspaltbreiten zu rechnen ist. Da beim SETMQ 2 im Bereich des konstanten Moments neben

den Fugenspaltbreiten auch die Spannstahldehnungen in und zwischen einzelnen Fugen gemessen wurden, kann - nach Diskussion dieser Meßergebnisse - durch Auswertung der Beziehung $\Delta\sigma_z^{II} - \Delta w$ für die hier vorliegenden ungünstigen Verbundverhältnisse aufgezeigt werden, welche Spannstahlspannungsdifferenzen zu bestimmten Fugenspaltbreiten führen.

In den Anlagen 5.19 bis 5.21 sind die beim SETMQ 2 im Bereich des konstanten Biegemoments in den Fugen und in Segmentmitte gemessenen Spannstahldehnungen den zugehörigen Momenten gegenübergestellt.

Zum besseren Verständnis dieser Meßwerte sind zusätzlich die sich rechnerisch bei Annahme von Zustand I bzw. Zustand II ergebenden Beziehungen zwischen Biegemoment und Spannstahldehnung eingetragen. Dieser Vergleich zeigt, daß die in den Fugen gemessenen Spannstahldehnungen sehr gut mit den Rechenwerten bei Annahme von Zustand II übereinstimmen. Hieraus darf geschlossen werden, daß die gegenseitige Haftung der Segment-Fugenflächen vernachlässigbar gering war, da sonst beim Übergang zum Zustand II kein so kontinuierlicher Verlauf der Meßdaten in Übereinstimmung mit den Rechenwerten für Zustand II zu verzeichnen gewesen wäre.

Die in Segmentmitte gemessenen Spannstahldehnungen liegen zwischen den beiden rechnerischen Grenzlinien (vgl. Anlage 5.20). Da beim SETMQ 2 außerhalb der Fugenbereiche keine Biegerisse auftraten, muß hieraus gefolgert werden, daß in diesen Bereichen wegen der schlechten Verbundverhältnisse noch ein verschieblicher Verbund vorlag und deshalb die Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma_z^{II}$ nicht vollständig abgebaut werden konnten.

In den Anlagen 5.22 und 5.23 wird dies noch einmal deutlich herausgestellt, in dem den gemessenen Spannstahldehnungsdifferenzen zwischen Fuge und Segment die zugehörigen rechnerischen Dehnungsdifferenzen gegenübergestellt sind.

Den aus diesen Spannstahldehnungsdifferenzen mit einem Elastizitätsmodul von $E_e = 206\,000\text{ N/mm}^2$ errechneten Spannstahlspannungsdifferenzen zwischen Fuge und Segment sind in den Anlagen 5.24 und 5.25 die zugeordneten Fugenspaltbreiten gegenübergestellt.

In Anlage 5.24 sind die im Bereich des konstanten Moments gemessenen maximalen, minimalen und mittleren Rißbreiten in Abhängigkeit von der mittleren Spannstahlspannungsdifferenz aufgetragen. Diese Darstellung zeigt, daß bei den hier verwendeten glatten Spannstäben bei einer mittleren Spannstahlspannungsdifferenz von $36,5\text{ N/mm}^2$ eine maximale Fugenspaltbreite von $0,15\text{ mm}$ gemessen wurde.

In Anlage 5.25 sind den in der Fuge zwischen Segment 9 und 10 gemessenen Spaltbreiten die zugehörigen Spannstahlspannungsänderungen gegenübergestellt. Hierbei mußte wegen der in der Fuge fehlenden Dehnungsmeßwerte auf entsprechende Rechenwerte zurückgegriffen werden. In dieser Fuge wurden erst bei einer Spannungsdifferenz von ca. 77 N/mm^2 eine Fugenspaltbreite von $0,15\text{ mm}$ gemessen. Dieses unerwartet günstige Verhalten kann auch mit zu erwartenden Streuungen in der Verbundqualität nicht mehr erklärt werden. Als Ursache hierfür muß vielmehr die nichtlineare Verformung des Zuggurtes angenommen werden, die auf die Verankerung des mittleren Zuggurtspanngliedes zurückzuführen ist: Durch die Verankerung wird der Zuggurt im unmittelbaren Verankerungsbereich gestaucht. In den Randbereichen, wo die Spaltbreiten gemessen wurden, traten entsprechende entgegengerichtete Verformungen auf, die die Spaltbreiten verkleinerten.

Ähnlich wie in den Anlagen 5.19 bis 5.21 für den SETMQ 2 sind in den Anlagen 5.26 bis 5.31 die beim Versuchsbalken SETMQ1 im Bereich des konstanten Momentes gemessenen Spannstahldehnungen den zugehörigen Momenten gegenübergestellt. Ebenso sind die sich rechnerisch bei Annahme von Zustand I und Zustand II (bei Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons) ergebenden Beziehungen zwischen Biegemoment und Spannstahldehnung eingetragen. Der Vergleich der in den Fugen gemessenen Werte mit den entsprechenden für Zustand II errechneten zeigt eine befriedigende Übereinstimmung.

Die im Segment zwischen den Fugen gemessenen Werte liegen zwischen den entsprechenden sich für Zustand I und Zustand II ergebenden Werten. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, daß trotz der Rißbildung im Segment im Rißquerschnitt noch eine gewisse Mitwirkung des Betons auf Zug vorhanden war, die in der theoretischen Nachrechnung vernachlässigt wurde.

Eine weiterführende Auswertung, ähnlich wie beim SETMQ 2 vorgenommen, ist in diesem Falle nicht möglich, da wegen der Rißbildung im Segment keine durch Meßdaten belegbaren Aussagen über den Verlauf der Spannstahldehnungen getroffen werden können.

Zusammenfassend muß hervorgehoben werden, daß das Rißbild bei- der Versuchsbalken stark von der Verbundqualität der verwendeten Spannglieder geprägt war. Beim Balken SETMQ 1 traten bei Einsatz profilierter Spannstäbe auch Biegerisse in den Segmenten außerhalb der Fugen auf, beim SETMQ 2 (Verwendung glatter Stäbe) wurden außerhalb der Fugen keine Biegerisse ermittelt. Die mit dem Öffnen der Fugen verbundenen höheren Spannungen in den Spannstäben konnte nur zum Teil abgebaut werden, so daß beim SETMQ 2 im gesamten Bereich des konstanten Biegemomentes der Verbund in der Kontaktfläche Spannstahl-Injektionsmörtel beansprucht war. Bei einem Abstand der Fugen von 50 cm wurde bei einer mittleren Stahlspannungsdifferenz von ca. $35,5 \text{ N/mm}^2$ eine maximale Fugenspaltbreite von 0,15 mm gemessen.

5.3 Tragfähigkeit der Versuchsbalken

5.3.1 Allgemeines

Die im Versuch ermittelten Bruchschnittgrößen beider Balken sind in Tabelle 5 aufgeführt; Bruchursachen und Bruchort wurden in den Abschnitten 4.2 und 4.3 erläutert. Diese experimentellen Werte sollen nachfolgend mit theoretischen Bruchschnittgrößen verglichen werden, die sich aus den derzeit geltenden Bestimmungen in DIN 4227, Teil 1, DIN 4227, Teil 3 E und im CEB-Model-Code bzw. anhand eines theoretischen Fachwerkmodells mit variablem Druckstrebenneigungswinkel herleiten lassen. Diese Vergleichsbetrachtungen erlauben Aufschlüsse darüber, inwieweit die vorerwähnten Vorschriften und Tragmodelle in der Lage sind, das Bruchverhalten von Segmentbauteilen unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion wirklichkeitsnah wiederzugeben.

5.3.2 Tragfähigkeiten nach dem Fachwerksmodell mit variablem Druckstrebenneigungswinkel für Biege-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung

Anfang der siebziger Jahre entwickelten Thürlimann/Lüchinger /19/, Lampert /21/ und Elfgren /20/ ein räumliches Fachwerkmodell mit variablem Druckstrebenneigungswinkel zur Tragfähigkeitsberechnung von Stahlbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion.

Dieses räumliche Fachwerk setzt sich aus den in den Ecken konzentrierten Längsbewehrungsstäben als Gurte, den Bügeln mit dem Abstand $e_{Bü}$ als Pfosten und den Betondiagonalen als Streben zusammen. Das Bruchmodell ist ausschließlich auf nicht überbewehrte Stahlbetonbalken anwendbar, bei welchen während des Bruchvorganges sowohl die Längs- als auch die Bügelarmierung die Fließgrenze erreichen. Zu diesem Zweck müssen der Gesamtbewehrungsgehalt begrenzt und das Verhältnis von Längs- zu Bügelbewehrung festgelegt werden. Zudem wird ein lokales Versagen, insbesondere das Ausbrechen der Diagonalen in den Querschnitts-

ecken infolge zu dünner Eckstäbe bzw. zu großen Bügelabstands ausgeschlossen. Zur Ermittlung der maßgebenden Traglast müssen drei verschiedene Brucharten untersucht werden, wobei jede Bruchart durch die Lage ihrer Druckzone charakterisiert ist.

Bruchart 1: Druckzone oben,

Bruchart 2: Druckzone unten,

Bruchart 3: Druckzone an der Seite mit gegensätzlich gerichteten Schubflüssen aus Querkraft und Torsion.

Es wird ferner angenommen, daß die Resultierende der jeweiligen Druckzone in der Schwerachse des zugehörigen Gurtes verläuft und die Längsstäbe und Bügel an den für den Bruch maßgebenden Querschnittsseiten ins Fließen kommen.

Lampert /21/ und auch Lampert/Lüchinger/Thürlimann /22/ zeigen, daß dieses Bruchmodell auch für vorgespannte Balken angewendet werden kann, wenn der Spannstahl so vorgespannt ist ($\sim 0,65 \beta_{0,2}$), daß die Streckgrenze bei gleichen Dehnungszuwächsen wie bei der Betonstahl-Längsbewehrung erreicht wird. Unter dieser Voraussetzung kann durch eine in /23/ im einzelnen begründete Regelung die Spannbewehrung in eine äquivalente Betonstahlbewehrung umgewandelt werden:

$$A_{s\ddot{a}} = \frac{\beta_{0,2}}{\beta_{se}} \cdot A_{pe} \quad \text{bzw.} \quad A_{s\ddot{a}} = \frac{\sigma_{pe} + \beta_{se}}{\beta_{se}} \cdot A_{pe} \quad (1)$$

wobei der kleinere der beiden Werte maßgebend ist. Dabei ist

A_{pe} - Querschnittsfläche der Spannstähle,

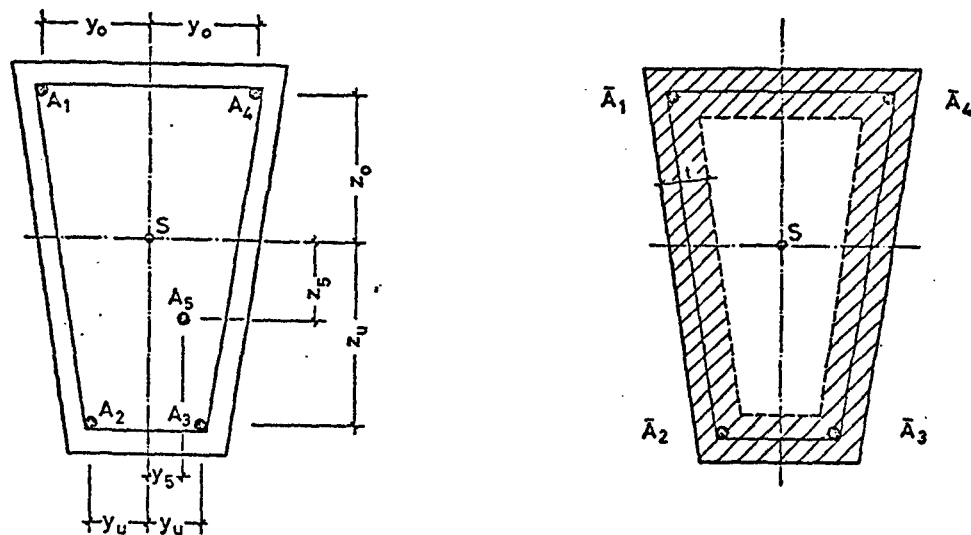
$\beta_{0,2}$ - Streckgrenze der Spannstähle

$A_{s\ddot{a}}$ - äquivalente Schlauffbewehrung

β_{se} - Streckgrenze der Schlauffbewehrung

σ_{pe} - vorhandene Spannstahlspannung

Des weiteren wird vorausgesetzt, daß die Spannstahllängsbewehrung in den Querschnitts-Ecken konzentriert ist. Sollte jedoch die Längsbewehrung über den Querschnittsumfang verteilt sein, kann nach /22/ die Aufteilung solcher Stäbe anteilmäßig auf die Gurte des gedachten räumlichen Fachwerkkastens erfolgen, wobei die statischen Momente der Stäbe um die Schwerachsen des Fachwerkkastens erhalten bleiben müssen (vergl. Bild 10). Die Zulässigkeit einer solchen Vorgehensweise ist versuchsmäßig abgesichert.



$$\bar{A}_1 = A_1 + A_5 \cdot \frac{(z_u - z_5)(y_0 - y_5)}{(z_u + z_0) \cdot 2 y_0}$$

$$\bar{A}_2 = A_2 + A_5 \cdot \frac{(z_0 + z_5)(y_u - y_5)}{(z_u + z_0) \cdot 2 y_u}$$

$$\bar{A}_3 = A_3 + A_5 \cdot \frac{(z_0 + z_5)(y_u + y_5)}{(z_u + z_0) \cdot 2 y_u}$$

$$\bar{A}_4 = A_4 + A_5 \cdot \frac{(z_u - z_5)(y_0 + y_5)}{(z_u + z_0) \cdot 2 y_0}$$

Bild 10: Aufteilung innenliegender Längsspannglieder auf die Gurte des gedachten Fachwerkkastens

Mit den Verhältnissen

$$\lambda = \frac{M_u}{T_u} \quad (2)$$

$$\eta = \frac{Q_u}{T_u} \quad (3)$$

und den Traglasten für die einzelnen Beanspruchungsgrößen

$$\begin{aligned} M_{u0} &= A_{Lu} \cdot \beta_{sLu} \cdot d_k \\ T_{u0} &= 2 \cdot b_k \cdot d_k \sqrt{\frac{A_{Lo} \cdot \beta_{sLo} \cdot A_s \cdot \beta_{sBu}}{(b_k + d_k) \cdot e_{Bu}}} \\ Q_{u0} &= 2 \cdot \sqrt{A_{Lo} \cdot \beta_{sLo} \cdot A_s \cdot \beta_{sBu} \cdot \frac{d_k}{e_{Bu}}} \end{aligned} \quad (4)$$

können nun abschließend die den einzelnen Brucharten zugeordneten Torsionstraglasten ermittelt werden, wobei der kleinste der drei Bruchmomente als Vergleichswert maßgebend ist.

Bruchart 1

$$T_{u1} = \frac{1}{A_1} \left(-0,5 \lambda + \sqrt{0,25 \lambda^2 + M_{u0} \cdot A_1} \right) \quad (5)$$

$$A_1 = \left(\frac{1}{T_{u0}^2} + \frac{\eta^2}{Q_{u0}^2} \right) \cdot M_{u0} \cdot r \quad (6)$$

Bruchart 2

$$T_{u2} = \frac{1}{r \cdot A_2} \left(0,5 \lambda + \sqrt{0,25 \lambda^2 + M_{u0} \cdot A_2 \cdot r^2} \right) \quad (7)$$

$$A_2 = \left(\frac{1}{T_{u0}^2} + \frac{\eta^2}{Q_{u0}^2} \right) \cdot M_{u0} \quad (8)$$

Bruchart 3

$$T_{u3} = T_{u0} \cdot Q_{u0} \cdot \sqrt{\frac{r+1}{2 \cdot r} \cdot A_3} \quad (9)$$

$$A_3 = \left(Q_{u0}^2 + \eta^2 \cdot T_{u0}^2 + \frac{2 \cdot T_{u0} \cdot Q_{u0} \cdot 2}{\sqrt{1 + b_k / d_k}} \right)^{-1} \quad (10)$$

mit
$$r = \frac{A_{l0} \cdot \beta_{sl0}}{A_{lu} \cdot \beta_{slu}}$$

Ein Nachteil der erläuterten Fachwerkanalogie besteht darin, daß hierbei ein Fließen der Bewehrung im Bruchzustand vorausgesetzt wird und deshalb Fälle, in denen ein Versagen des Betons im Bruchzustand eintritt, nicht erfaßt werden. Bei überbewehrten vorgespannten Bauteilen kann jedoch der Fall eintreten, daß der Versagenszustand ohne Fließen der Spannbewehrung erreicht wird.

Auch für Bereiche, in denen konzentrierte Lasten angreifen und außerdem das Biegemoment einen Extremwert besitzt, ist das Modell nicht anwendbar, da die Querkraft an dieser Stelle die Spannung in den Gurten nicht so beeinflusst, wie dies bei der Ableitung der Tragfähigkeitsgleichungen vorausgesetzt wird.

In Tabelle 5 sind nun den experimentellen Bruchschnittgrößen die theoretischen Torsionstragfähigkeiten gegenübergestellt.

Balken	experimentelle Bruchschnittgrößen			theoretische Torsionstragfähigkeit in kNm	$\frac{T_{u,exp.}}{T_{u,theor.}}$	theoretische Bruchursache
	M_u (kNm)	Q_u (kNm)	T_u (kNm)			
SETMQ1	700	0	240	231,7	1,04	Bruchart 1
SETMQ2	582	0	200	217,1 ¹⁾	0,92	Bruchart 1
	582	582	200	161,3 ²⁾	1,24	

- 1) für den querkraftfreien Bereich
- 2) für den querkraftbeanspruchten Bereich (Segment 10)

Tabelle 5 Vergleich der experimentellen Tragfähigkeiten mit den theoretischen im Bruchquerschnitt nach der Fachwerkanalogie mit variablem Druckstrebenneigungswinkel

Dieser Vergleich zeigt, daß das für den SETMQ1 errechnete Torsionsversagensmoment von 231,7 kNm recht gut mit dem experimentellen Torsionsversagensmoment von 240 kNm übereinstimmt, ebenso wird die Versagensursache richtig ermittelt (experimentell: Fließen der Bügelbewehrung sowie der unteren Längsbewehrung; theoretisch: Fließen der unteren Längsbewehrung).

Die für den SETMQ2 errechneten theoretischen Torsionsversagsmomente weichen stark von den entsprechenden experimentellen Werten ab.

Dies dürfte darin begründet sein, daß der Bruch im Bereich eines Lasteinleitungspunktes erfolgte, die erläuterte Fachwerktheorie in solchen Abschnitten - wie vorab beschrieben - aber nicht gilt.

5.3.3 Torsionstraglasten nach der CEB/FIP-Mustervorschrift /24/

Nachfolgend werden die experimentellen Traglasten mit den theoretischen der CEB-FIP-Mustervorschrift verglichen. Im Gegensatz zu dem vorab erwähnten Fachwerkmodell ist es anhand dieser Vorschriften möglich, das Versagen des Betons sowohl in der Biegedruckzone als auch im Stegbereich abzuschätzen.

Nach Abschnitt 19.4.2.2. des CEB-Model-Code dürfen hinsichtlich der Schnittgrößenermittlung, der Tragfähigkeitsnachweise sowie der baulichen Durchbildung Segmentbauwerke wie monolithische behandelt werden, wobei zugbeanspruchte Fugen nur dann zulässig sind, wenn diese unter Verwendung von Mörtel oder Kunstharz ausgepreßt wurden. Die Querkraft in der Fuge muß die Bedingung

$$Q \leq \frac{1}{\gamma_m} \cdot \mu_n \cdot N \quad (11)$$

erfüllen; mit N als der im Querschnitt auftretenden Normalkraft unter Berücksichtigung der nachträglichen Vorspannung und μ_n als dem charakteristischen Reibungsbeiwert zwischen Fugenmaterial und Beton des Segments. Der Beiwert γ_m kann gleich 1,5 gesetzt werden.

Segmentfugen, bei denen diese Bedingung nicht erfüllt ist, sind als querkraftbeanspruchte Verbindung gemäß Abschnitt 19.3.4 des CEB-Model-Code unter Berücksichtigung der vorhandenen Normalkraft nachzuweisen.

Der Bemessungsabschnitt für monolithische Bauteile unter Torsionsbeanspruchung baut weitgehend auf der räumlichen Fachwerkanalogie auf. Daneben wird zur Vermeidung eines Versagens der Druckstreben eine semiempirische Gleichung angeführt. Die Tragfähigkeit der Druckstreben ergibt sich danach zu

$$T_{ud} = 2 \cdot 0,25 \cdot \beta_p \cdot b_k \cdot d_k \cdot t \cdot \sin 2\alpha \quad (12)$$

$$= 0,5 \cdot \beta_p \cdot A_0 \cdot t \cdot \sin 2\alpha ,$$

hierin bedeuten t die effektive Wanddicke, die bei Rechteckquerschnitten zu $\frac{b_k}{6}$ anzusetzen ist und A_0 die von der Verbindungslinie der Ecklängsstäbe umschlossene Kernquerschnittsfläche. In Gleichung (12) ist die zul. Druckspannung in den Diagonalen auf $0,5 \beta_p$ begrenzt, wobei von einer gleichmäßigen Spannungsverteilung im Druckstrebenquerschnitt ausgegangen wird. Bei kombinierter Beanspruchung wird nach dem CEB-Model-Code im Gegensatz zum räumlichen Fachwerkmodell die Bewehrung getrennt für die einzelnen Beanspruchungsarten ermittelt. Im einzelnen gilt für monolithische Bauteile bei kombinierter Beanspruchung folgende Regelung:

- a) Die Bügelquerschnitte dürfen getrennt für Torsion und für Querkraft bestimmt und anschließend addiert werden

$$A_{sQ} = \frac{Q_{ed} \cdot e_{Bü}}{2 \cdot 0,9 \cdot h \cdot \beta_{s_{Bü}} \cdot \cot \alpha} \quad (13)$$

$$A_{sT} = \frac{T_{ed} \cdot e_{Bü}}{2 \cdot b_k \cdot d_k \cdot \beta_{s_{Bü}} \cdot \cot \alpha}$$

wobei α die Neigung der Betondruckstreben gegen die Trägerachse darstellt. Der Winkel α darf dabei so gewählt werden, daß $3/5 < \cot \alpha < 5/3$ ist.

Aus diesen Angaben läßt sich in Kenntnis der eingelegten Bügelbewehrung sowie des Beanspruchungsverhältnisses

$\eta = Q/T$ folgende Torsions-Tragfähigkeit ermitteln:

$$T_{uA} = \frac{A_s \cdot \beta_{s_{Bü}} \cdot \cot \alpha}{e_{Bü} \left(\frac{\eta}{1,2h} + \frac{1}{2b_k \cdot d_k} \right)} \quad (14)$$

- b) Die Längsbewehrung ist ebenfalls getrennt für Torsion und für Biegung zu bestimmen. Dabei ist in der Biegezugzone die Torsionsbewehrung zusätzlich zur Biegebewehrung einzulegen. In der Biegedruckzone darf sie entsprechend den vorhandenen Biegedruckkräften verringert werden.

$$A_{lu} = \frac{M_u}{z \beta_{su}} + \frac{T_{u21} \cdot (b_k + d_k)}{2 \cdot b_k \cdot d_k \cdot \beta_{su} \tan \alpha} \quad (15)$$

$$A_{lo} = -\frac{M_u}{z \beta_{so}} + \frac{T_{u22} \cdot (b_k + d_k)}{2 \cdot b_k \cdot d_k \cdot \beta_{so} \tan \alpha} \geq 0$$

Daraus ergeben sich mit $\lambda = \frac{M}{T}$ folgende Torsions-Tragfähigkeiten:

$$T_{u21} = \frac{A_{lu} \cdot \beta_{su}}{\left(\frac{\lambda}{z} + \frac{(d_k + b_k)}{2 \cdot d_k \cdot b_k \cdot \tan \alpha} \right)} \quad (16)$$

$$T_{u22} = \frac{A_{lo} \cdot \beta_{so}}{\left(\frac{d_k + b_k}{2 \cdot d_k \cdot b_k \cdot \tan \alpha} - \frac{\lambda}{z} \right)}$$

- c) Zur Vermeidung eines vorzeitigen Versagens der Druckdiagonalen wird im CEB-Model-Code eine Interaktionsgleichung für den kombinierten Belastungsfall aus Torsion und Querkraft angegeben

$$\frac{T_{u3}}{T_{ud}} + \frac{Q_u}{Q_{ud}} \leq 1 \quad (17)$$

wobei T_{ud} nach Gleichung (12) und Q_{ud} wie folgt anzusetzen ist:

$$Q_{ud} = 0.3 \beta_p \cdot b_0 \cdot h \cdot \sin 2\alpha \quad (18)$$

$$b_0 = \text{Stegbreite}$$

In Kenntnis der Beanspruchungsverhältnisse und unter Verwendung der Gleichungen (12) und (18) ergibt sich die Torsionstragfähigkeit der Druckstreben aus Gleichung (17) zu:

$$T_{u3} = \frac{0,15 \cdot \beta_p \cdot b_k \cdot d_k \cdot h \cdot t \cdot b_o \cdot \sin 2\alpha}{0,5 \eta \cdot b_k \cdot d_k \cdot t + 0,3 \cdot b_o \cdot h} \quad (19)$$

Die nach den Gleichungen (14), (16) und (19) ermittelten Torsionstraglasten der einzelnen Fachwerksegmente sind in Tabelle 6 aufgeführt und mit den experimentellen Bruchschnittgrößen verglichen. Der frei wählbare Winkel der Druckstreben wurde dabei so eingesetzt, daß eine maximale Tragfähigkeit vorausgesetzt wird. Da beim Versuchsbalken SETMQ2 der Druckstrebenbruch zwischen dem Querkraftbeanspruchten und den querkraftfreien Bereich (Segmente 9 + 10) erfolgte, sind in Tabelle 6 die theoretischen Torsionsversagensmomente für beide Beanspruchungsbereiche angegeben.

Balken	experimentelle Bruchschnittgrößen			Torsionstragfähigkeit nach dem CEB-Model-Code		
	M_u (kNm)	Q_u (kN)	T_u (kNm)	T_{u1} (kNm)	T_{u2} (kNm)	T_{u3} (kNm)
SETMQ1	700	0	240	$\tan \delta = 0,84$		549,6
SETMQ2	582	0	200	234,0	234,0	544,6
	582	582	200	$\tan \delta = 0,85$ 147,0	$\tan \delta = 0,85$ 147,0	270,2

Tabelle 6: Vergleich der experimentellen mit den theoretischen Traglasten nach dem CEB-Model-Code

Der Vergleich zeigt, daß der CEB-Model-Code gut in der Lage ist, die experimentellen Tragfähigkeiten vorauszusagen, wenn die für monolithische Balken relevanten Tragfähigkeitsgleichungen angewendet werden und das Versagen nicht - wie beim SETMQ2 - im Bereich eines Lasteinleitungspunktes erfolgt. Die für den Versuchsbalken SETMQ1 ermittelten theoretischen Bruchschnittgrößen stimmen mit den experimentellen Werten weitgehend überein, ebenso wird die Bruchursache richtig abgeschätzt.

5.3.4 Rechnerische Tragfähigkeiten nach DIN 4227/1 und DIN 4227/3

Bei der Bemessung und Ausführung von Segmentbauteilen sind in Deutschland die Bestimmungen der DIN 4227/1 und zusätzlich für die Fugen und die fugennahen Bereiche die der DIN 4227/3E einzuhalten. Im folgenden werden deshalb die sich anhand dieser Vorschriften ergebenden rechnerischen Schubtragfähigkeiten mit den experimentellen Bruchschnittgrößen verglichen.

DIN 4227/1 begrenzt die Schubtragfähigkeit in der hier maßgebenden Zone b durch folgende Bedingungen:

1. Die Bügelbewehrung ist ähnlich wie bei dem CEB-Model-Code getrennt für die Beanspruchungsarten Torsion und Querkraft nach der Fachwerkanalogie zu ermitteln. Bei der Ermittlung des Bügelanteils aus Torsionsbeanspruchung ist dabei der Neigungswinkel der Druckstreben mit 45° festgelegt, während bei dem Modell zur Ermittlung des Querkraftanteils ein von 45° abweichender Winkel zugrundegelegt werden kann.

Der zur Aufnahme der Querkräfte erforderliche Bügelquerschnitt ergibt sich zu

$$A_{sa} = \frac{Q_u}{2} \cdot \frac{l_{Bu} \cdot \tan \alpha}{\beta_{s_{Bu}} \cdot 2} \quad (20)$$

mit

$$\alpha = \arctan \left(1 - \frac{\sigma_T}{\tau_R} \right) \geq 21.8^\circ$$

mit

τ_R = Rechenwert der Schubspannung nach Zustand II im rechnerischen Bruchzustand und

$\Delta\tau$ = 60 % der bei Balken ohne Nachweis der Schubbewehrung zulässigen schiefen Hauptzugspannungen im rechnerischen Bruchzustand

Die Bügelbewehrung zur Aufnahme der Torsionsmomente ermittelt sich zu:

$$A_{st} = \frac{T_{u1} \cdot e_{Bü}}{2 \cdot b_{k0} \cdot d_{k0} \cdot \beta_{sBü}} \quad (21)$$

womit sich der erf. Gesamtbügelquerschnitt zu

$$\begin{aligned} A_s = A_{sa} + A_{st} &= \frac{Q_u}{2} \cdot \frac{e_{Bü} \cdot \tan \alpha}{\beta_{sBü}} + \frac{T_{u1} \cdot e_{Bü}}{2 d_{k0} \cdot b_{k0} \cdot \beta_{sBü}} \quad (22) \\ &= \frac{T_{u1} \cdot e_{Bü}}{2 \beta_{sBü}} \left(\frac{\eta \cdot \tan \alpha}{z} + \frac{1}{d_{k0} \cdot b_{k0}} \right) \end{aligned}$$

ergibt. Daraus kann das rechn. Torsionsbruchmoment zu

$$T_{u1} = \frac{2 A_s \cdot \beta_{sBü}}{e_{Bü} \left(\frac{\eta \cdot \tan \alpha}{z} + \frac{1}{d_{k0} \cdot b_{k0}} \right)} \quad (23)$$

bestimmt werden.

2. Nach DIN 4227, Teil 1, ist die Längsbewehrung für die Längszugkraft zu bemessen, die bei einem räumlichen Fachwerkkasten mit Druckstreben unter 45° Neigung zur Trägerachse entstehen. Erhalten einzelne Querschnittsteile des gedachten Fachwerkkastens Druckbeanspruchung aus Längskraft und Biegemoment, so dürfen die in diesen Druckbereichen entstehenden Druckkräfte bei der Bemessung der Torsionsbewehrung berücksichtigt werden. Danach ergibt sich die untere Längsbewehrung zu:

$$A_{lu} = \frac{M_u}{z \cdot \beta_{sLu}} + \frac{T_{u1} (b_{k0} + d_{k0})}{2 b_{k0} \cdot d_{k0} \cdot \beta_{sLu}} \quad (24.1)$$

Die erforderliche Längsbewehrung in der Druckzone ergibt sich zu:

$$A_b = - \frac{M_u}{z \beta_{slo}} + \frac{T_{u22} \cdot (b k_D + d k_D)}{2 d k_D b k_D \beta_{slo}} \geq 0 \quad (24.2)$$

Hieraus lassen sich bei bekannter Bewehrungsanordnung und wählbarem Verhältnis $\lambda = M/T$ mit dem bei der Biegebemessung ermittelten Hebelarm der inneren Kräfte die Torsionslasten zu

$$T_{u21} = \frac{A_{lu} \cdot \beta_{slu}}{\left(\frac{\lambda}{z} + \frac{(b k_D + d k_D)}{2 b k_D d k_D} \right)} \quad (25)$$

$$T_{u22} = \frac{A_{lo} \cdot \beta_{slo}}{\left(- \frac{\lambda}{z} + \frac{b k_D + d k_D}{2 b k_D d k_D} \right)}$$

errechnen.

Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend.

3. Zur Vermeidung eines Schubdruckbruchs ist der Rechenwert der Schubspannung τ abhängig von der Betongüte und der Art der Beanspruchung (Querkraft allein, Torsion allein, Querkraft und Torsion) zu begrenzen. Dabei sind die Schubbeanspruchungen aus Querkraft unter Ansatz des gerissenen Zustandes II und diejenigen aus Torsion nach dem ungerissenen Zustand I zu ermitteln.

Das rechnerisch von den Druckstreben aufnehmbare Moment läßt sich dann bei bekannten Querschnittswerten und Beanspruchungskombinationen wie folgt berechnen:

$$zul \tau \geq \frac{Q_u}{b_0 \cdot z} + \frac{T_{u3}}{W_T} = T_{u3} \left(\frac{\eta}{b_0 \cdot z} + \frac{1}{2 b k_D \cdot d k_D \cdot \mu_{int}} \right) \quad (26)$$

$$T_{u3} = \text{ful } \tau \left(\frac{\eta}{b_0 \cdot z} + \frac{1}{2b_{k0} \cdot d_{k0} \cdot \mu_{\text{min}} t} \right)^{-1} \quad (27)$$

$$\text{mit } \eta = \frac{Q_u}{T_u}$$

Die mit den Gleichungen (23), (25) und (27) ermittelten rechnerischen Torsionsbruchmomente sind in Tabelle 7 den experimentellen Werten gegenübergestellt. Die rechnerischen Bruchschnittgrößen infolge Versagens der Schubelemente wurden wiederum für die Versagensbereiche der beiden Balken bestimmt, d. h. beim Balken SETMQ1 für den querkraftfreien Bereich ($Q_u/T_u = 0$) und bei Balken SETMQ2 für den Bereich der Segmente 9 bis 10 (vgl. Anlage 2.4) in dem das Verhältnis $Q_u/T_u = 582/200 = 2,91$ bzw. 0 betrug.

Balken	experimentelle Bruchschnittgrößen			rechnerische Torsionsbruchmomente nach DIN 4227/1		
	M_u (kNm)	Q_u (kN)	T_u (kNm)	T_{u1} (kNm)	T_{u2} (kNm)	T_{u3} (kNm)
SETMQ1	700	0	240	151,9	237,5	265,4
SETMQ2	582	0	200	151,9	205,2	265,4
	582	582	200	121,7	147,7	184,6

Tabelle 7: Gegenüberstellung der experimentellen Bruchschnittgrößen mit den rechnerischen Torsionsbruchmomenten nach DIN 4227/1

Der Vergleich zeigt, daß DIN 4227, Teil 1, die Traglasten der Versuchsbalken z. T. beträchtlich unterschätzt. Diese vorsichtige Beurteilung des Tragverhaltens muß darauf zurückgeführt werden, daß

- (1) die Norm bei der Torsionsbemessung einen Druckstrebenwinkel von 45° ansetzt, obwohl Versuche /18/ als auch Bestimmungen anderer Normen zeigen, daß dieser Winkel etwa zwischen 30° und 60° schwanken kann und

(2) ein Unterschied zwischen dem angenommenen und dem sich an der Aufnahme der Torsionsbeanspruchung ausbildendem Fachwerkmodell - insbesondere im Hinblick auf die sich einstellende wirksame Wanddicke - besteht.

Wenn, dem Vorschlag in /27/ folgend, die effektive Wanddicke wie für Vollquerschnitte gemäß DIN 4227, Teil 1, Abs.12.3.2, angenommen wird, ergeben sich die in Tabelle 7.1 aufgeführten rechnerischen Torsionsbruchmomente.

Balken	experimentelle Bruchschnittgrößen			rechnerische Torsionsbruchmomente in kNm		
	M_u (kNm)	Q_u (kNm)	T_u (kNm)	T_{u1}	T_{u2}	T_{u3}
SETMQ1	700	0	240	196,6	245,0	343,0
SETMQ2	582	0	200	196,6	211,7	343,0
	582	582	200	143,2	152,4	203,9

Tabelle 7.1 Vergleich der experimentellen Bruchschnittgrößen mit den rechnerischen Torsionsbruchmomenten nach DIN 4227, Teil 1, und Ansatz der effektiven Wanddicke wie bei Vollquerschnitten

Dieser Vergleich zeigt, daß die so ermittelten maßgebenden rechnerischen Torsionsbruchmomente immer noch stark von den tatsächlichen Bruchschnittgrößen abweichen.

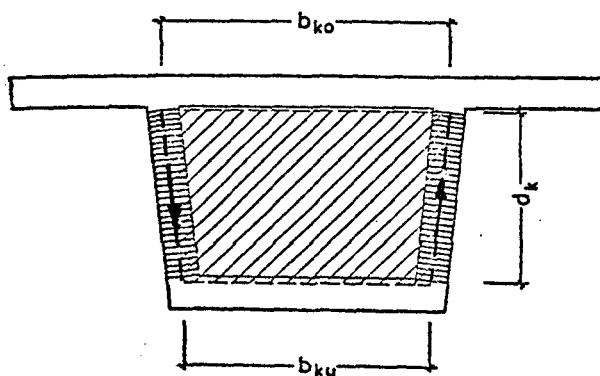
Ergänzend zu den Bestimmungen in Teil 1 wird in Teil 3 der DIN 4227 verlangt, daß im Fugenbereich nur die mit einer Profilierung versehenen Querschnittsteile zur Aufnahme der Torsionsbeanspruchung herangezogen werden dürfen; glatte Fugenflächen sind zur Aufnahme der schiefen Hauptdruckkräfte und zur Ermittlung der Torsionsbewehrung im fugennahen Bereich nicht in Rechnung zu stellen.

Als fugennaher Bereich wird dabei der Abstand $d/2$ (d = Bauteilhöhe) rechts und links neben der Segmentfuge definiert.

Durch diese Regelung wird beispielsweise bei Hohlkastenquerschnitten die Kernquerschnittsfläche nicht mehr durch die Steg- und Gurtabmessungen begrenzt, sondern durch den profilierten Fugenbereich (vgl. Bild 11).

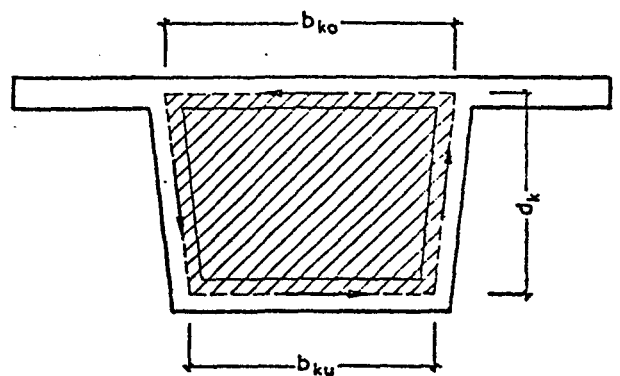
Bild 11 Ermittlung der Schubbewehrung infolge T nach DIN 4227, Teil 3E

a) im Fugenbereich



$$A_m = (b_{ko} + b_{ku}) \cdot d_k / 2$$

b) im Segment im Abstand $a \geq \frac{d}{2}$ von der Fuge



$$A_m = (b_{ko} + b_{ku}) \cdot d_k / 2$$

Unter Berücksichtigung der besonderen Bestimmungen in DIN 4227/3 ergibt sich der zur Aufnahme der Torsionsmomente im fugennahen Bereich erforderliche Bügelquerschnitt zu

$$A_{ST} = \frac{T_{u1} \cdot e_{Bü}^2}{A_m \cdot \beta_s B_{ü}^2} \quad (28) \quad (\text{vergl. Bild 11})$$

Der Gesamtbügelquerschnitt beträgt

$$A_s = \frac{T_{u1} \cdot e_{Bü}^2}{\beta_s B_{ü}^2} \left[\frac{\eta \cdot \tan \alpha}{2 z} + \frac{1}{A_m} \right] \quad (29)$$

und das rechnerische Torsionsbruchmoment

$$T_{u1} = \frac{\beta_s B_{ü}^2 \cdot A_s}{e_{Bü}^2 \left[\frac{\eta \cdot \tan \alpha}{2 z} + \frac{1}{A_m} \right]} \quad (30)$$

Die erforderliche Torsionslängsbewehrung ergibt sich nach DIN 4227, Teil 3, zu

$$A_{lu} = \frac{M_u}{z \cdot \beta_{slu}} + \frac{T_{u21}(b_u + d_k)}{A_m \cdot \beta_{slu}} \quad (31)$$

$$A_{lo} = -\frac{M_u}{z \cdot \beta_{slo}} + \frac{T_{u22}(b_u + d_k)}{A_m \cdot \beta_{slo}} \geq 0$$

Daraus berechnen sich mit $\lambda = M/T$ folgende Tragfähigkeiten

$$T_{u21} = \frac{A_{lu} \cdot \beta_{slu}}{\left[\frac{\lambda}{z} + \frac{b_u + d_k}{A_m} \right]} \quad (32)$$

$$T_{u22} = \frac{A_{lo} \cdot \beta_{slo}}{\left[-\frac{\lambda}{z} + \frac{b_u + d_k}{A_m} \right]}$$

Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend.

Die rechnerisch von den Druckstreben aufnehmbare Beanspruchung ergibt sich nach den verschärften Bedingungen des Teils 3 für einen rechteckigen Hohlkasten zu

$$\text{zul } \tau \geq \frac{Q_u}{b_o \cdot z} + \frac{T_{u3} \cdot 2}{A_m \cdot b_o} \quad (33)$$

$$T_{u3} = \frac{\text{zul } \tau \cdot b_o}{\left[\frac{\eta}{z} + \frac{2}{A_m} \right]} \quad (34)$$

In Tabelle 8 sind die mit den Gleichungen (30), (32) und (34) ermittelten Torsionsbruchmomente der DIN 4227, Teil 3, den Bruchschnittgrößen gegenübergestellt.

Balken	experimentelle Bruchschnittgrößen			rechnerische Torsionsbruchmomente nach DIN 4227/3		
	M_u (kNm)	Q_u (kN)	T_u (kNm)	T_{u1} (kNm)	T_{u2} (kNm)	T_{u3} (kNm)
SETMQ1	700	0	240	57.0	237,5	100
SETMQ2	582	0	200	57.0	205.2	100
	582	582	200	64.4	147.7	109

Tabelle 8: Gegenüberstellung der experimentellen Bruchschnittgrößen mit den rechnerischen Torsionsbruchmomenten nach DIN 4227/3

Es wird deutlich, daß die Versuchsergebnisse sehr stark von den theoretischen Bruchschnittgrößen der DIN 4227/3 abweichen. Als Ursache müssen im wesentlichen zwei Gründe angesehen werden:

- (1) die Annahme eines 45° Fachwerks zur Aufnahme der Torsionsbeanspruchungen
- (2) die Bestimmung, daß glatte Fugenflächen nicht zur Schubübertragung herangezogen werden dürfen

Da im Versuch beobachtet wurde, daß auch die glatten Fugenbereiche von Torsionsschubbrissen gekreuzt wurden, muß davon ausgegangen werden, daß auch in diesem Bereich Schubkräfte übertragen wurden, wobei neben den Reibungskräften wohl auch Dübelkräfte der die Fuge kreuzenden Spannstähle aktiviert wurden.

5.3.5 Zusammenfassung

Mit den vorgenommenen Vergleichsbetrachtungen sollte aufgezeigt werden, inwieweit anhand geltender Vorschriften und bewährter Fachwerkmodelle das Tragvermögen von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion abgeschätzt werden kann.

Diese Ergebnisse zeigen, daß die Fachwerkanalogie und der CEB-Model-Code wirklichkeitsnahe Ergebnisse liefern, während die Bestimmungen in DIN 4227/1 und DIN 4227/3 das Tragvermögen von Segmentbauteilen unter kombinierter Beanspruchung - zumindest im vorliegenden Fall - beträchtlich unterschätzen, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß DIN 4227, Teil 3, vor allem im Brückenbau zur Anwendung kommen soll, wo besonders vorsichtig gewählte Rechengrundlagen angemessen erscheinen.

5.4 Verformungsverhalten

Zur Beurteilung des Verformungsverhaltens der Balken werden die Steifigkeiten im ungerissenen Zustand benötigt. Diese ergeben sich zu:

$$\text{Torsionssteifigkeit: } K_T^I = G \cdot J_T \quad (35)$$

$$\text{Biegesteifigkeit: } K_B^I = E_b \cdot J_B \quad (36)$$

Darin bedeuten: J_T = Torsionsträgheitsmoment
 J_B = Biegeträgheitsmoment

Unter der Annahme einer Querdehnungszahl $\mu = 0,2$ der E-Moduli der Versuchsbalken nach Tabelle 2 sowie der Querschnittswerte gemäß den Anlagen 2.1 und 2.4 sind in Tabelle 9 die für den ungerissenen Zustand geltenden wichtigsten Verformungskennwerte aufgeführt. Dabei wurde nur bei der Ermittlung der Biegeträgheitsmomente die eingelegte Bewehrung berücksichtigt (ideelle Querschnittswerte), da die Untersuchung in /18/ gezeigt hat, daß die Bewehrung auf die Größe des Torsionsträgheitsmomentes wenig Einfluß ausübt.

Tabelle 9 Steifigkeitskennwerte der Versuchsbalken im Zustand I

Steifigkeitsparameter	SETMQ1		SETMQ2		
	querkraftfr. Bereich	querkraftb. Bereich	querkraftfr. Bereich	Auflagerbereich	Stützenbereich
J_B	97,33	97,33	98,22	99,81	101,25
J_T	132,71	132,71	132,71	132,71	132,71
K_B^I	360,12	360,12	363,41	369,30	374,51
K_T^I	204,59	204,59	204,59	204,59	204,59

Im Gegensatz zum Zustand I sind Verdrehung φ , Krümmung Θ und auch die hier nicht näher betrachteten Schubverformungen im gerissenen Zustand nicht mehr unabhängig voneinander; sie werden gemeinsam von T, M und Q beeinflußt. Werden die Querschnittssteifigkeiten im gerissenen Zustand als beanspruchungsabhängige Größen in der Form

$$k_T^I = \frac{T}{\varphi} \quad (37)$$

$$k_B^I = \frac{M}{\Theta} \quad (38)$$

$$k_s^I = \frac{Q}{\gamma} \quad (39)$$

(k_s^{II} = Schubsteifigkeit im Zustand II
 γ = Schubverformungen)

so ergibt sich aus der vorgenannten Überlegung, daß diese Steifigkeiten von den Beanspruchungsverhältnissen M/T und M/Q des Querschnitts abhängige Größen sind.

Die während des Versuchs gemessenen Verdrehungen ϑ sowie die Durchbiegungen v sind in den Anlagen 5.32 bis 5.35 über die äußere Beanspruchungen aufgetragen. Aus diesen Beanspruchungs-Verdrehungsbeziehungen können direkt die nach Gl. 37 definierten Torsionssteifigkeiten ermittelt werden. Diese Steifigkeiten sind jedoch keine Querschnittssteifigkeiten, sondern Steifigkeiten einzelner Balkenbereiche. Dabei ist zu beachten, daß der Verlauf der Beanspruchungen über diese Balkenbereiche oft nicht konstant ist. Die gemessenen Durchbiegungen v geben keine quantitative, sondern nur eine qualitative Auskunft über den Biegesteifigkeitsabfall bzw. die Veränderung der Schubsteifigkeit im gerissenen Zustand, da beide Steifigkeiten über eine Integrationsgleichung miteinander verknüpft sind.

$$v = \iint \frac{M}{k_B} \cdot dx \cdot dx + \int \frac{Q}{k_S} dx \quad (40)$$

Eine genaue Aussage über den Verlauf dieser beiden Steifigkeiten im Zustand II kann erst mit Hilfe der gemessenen Dehnungen der Bewehrung bzw. der Druckdiagonalen erfolgen (vgl. z. B. /18/). Eine solche detaillierte Betrachtung wird hier nicht vorgenommen, da sie den gesteckten Rahmen weit überschreiten würde und keinen Beitrag zur Lösung der anstehenden Probleme leisten kann. Mit der Beobachtung des Verformungsverhaltens sollte vielmehr geklärt werden, inwieweit die Segmentfugen einen Einfluß darauf ausüben.

Zur Klärung dieser Frage wurden die Durchbiegungen sowie die Torsionssteifigkeitsverhältnisse der beiden Versuchsbalken SETMQ1 (segmentär) und STQ6 (monolithisch) miteinander verglichen. Dabei zeigte sich ein nahezu identisches Verhalten. Durch die zu Versuchsbeginn aufgebrachte Biegebeanspruchung ergab sich eine deutliche Reduzierung der Torsionssteifigkeit auf etwa 40 % des Ursprungswertes. In der weiteren Belastungsphase erfolgte eine nochmalige Verminderung der Torsionssteifigkeit bis auf etwa 10 % der Anfangssteifigkeit im Versagensstadium.

Bei den Durchbiegungen zeigte sich eine deutliche Beeinflussung durch die Torsionsbeanspruchung. Die maximalen Durchbiegungswerte bei $T = 0$ und $M_{\max} = 600 \text{ kNm}$ stiegen fast auf das doppelte ihres Wertes bei $T = 240 \text{ kNm}$ und $M_{\max} = 600 \text{ kNm}$. Ein ähnliches Verhalten war auch bei den monolithen Balken festzustellen, so daß bei den geprüften segmentären Versuchskörpern keine Beeinträchtigung des Verformungsverhaltens durch die Fugen zu beobachten war.

5.5 Vergleich des Trag- und Verformungsverhaltens von Segmentbalken mit dem gleicher monolithischer Balken

Im Rahmen des Forschungsvorhabens "Versuche an Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus M , Q , T " /18/ wurde der Balken STQ6 geprüft, der in den Abmessungen, der Querschnittsbildung, der Bewehrungsanordnung, den Beton- und Stahlgüten, Belastungsablauf etc. dem Segmentbalken SETMQ1 gleich war. Die wesentlichsten Angaben zum Versuchskörper sind in Anlage 5.36 enthalten. In Tabelle 10 sind die entscheidenden Versuchsdaten der beiden Balken einander gegenübergestellt.

Bei beiden Balken war der Belastungsablauf weitestgehend identisch. In beiden Fällen wurde nach Auftreten der ersten Biegerisse eine Dauerschwelllast (10000 LW) mit einer Unterlast $M_u = 70 \text{ kNm}$ und einer Oberlast $M_o = 280 \text{ kNm}$ bei einer konstanten Torsionsmoment von 112 kNm aufgebracht.

Tabelle 10 Vergleich der Versuchsdaten des monolithen Spannbetonbalkens STQ6 mit denjenigen des Segmentbalkens SETMQ1

Versuchsparameter		STQ6	SETMQ1
Biegebruchmoment M_u (kNm)		780	700
Torsionsbruchmoment T_u (kNm)		224	240
Belastungsablauf		identisch bis auf die letzten Laststufen	
Bruchart		Versagen der unteren Längsbewehrung im querkraftfr.Bereich	Versagen der unteren Längsbewehrung und der Bügel im querkraftfr. Bereich
Rißent- wick- lung	allgemeine Rißentwicklung	Torsionsrisse überkreuzen Biegerisse	Torsionsrisse überkreuzen Biegerisse
	max. Rißbreite	$w_{\max} = 0,42 \text{ mm}$	$w_{\max} \text{ Fuge} = w_{\max} \text{ Seg.} = 0,25 \text{ mm}$
	mittlere Rißbreite	$w_{\text{mitt.}} = 0,21 \text{ mm}$	$w_{\text{mittel}} = 0,16 \text{ mm}$
Abstand der Biegerisse im querkraftfr. Bereich		$a_{\text{mittel}} : 20 \text{ cm}$ $a_{\max} : 29 \text{ cm}$ $a_{\min} : 11 \text{ cm}$	$a_{\text{mittel}} : 25 \text{ cm}$ $a_{\max} : 34 \text{ cm}$ $a_{\min} : 17 \text{ cm}$
max. Durchbiegungen V		40 mm	46,5 mm
max. Betondiagonalendehnung im Steg		- 1,2 ‰	- 1,7 ‰
max Betonstauchung im Druckgurt (oben)		- 2,5 ‰	- 2,2 ‰
rechner.T-Versagensmoment nach Tragfähigkeit	der Fachwerkanalogie von Lampert	212,6 Bruchart 1	231,7 Bruchart 1

Das Rißbild beider Balken war auch nach dem Entstehen der die Biegerisse überkreuzenden Schubrisse aus der Torsionsbeanspruchung vergleichbar. Es konnte keine Beeinflussung des Torsionsrißbildes durch die Fugen festgestellt werden (siehe Anlage 5.37).

Die größte gemessene Rißbreite war beim STQ6 mit 0,42 mm sogar erheblich größer als die beim SETMQ1 gemessene größte Fugenspaltbreite von 0,25 mm, wohingegen der mittlere Rißabstand beim STQ6 mit 20 cm kleiner war als der beim SETMQ1 (25 cm).

Auch die anderen Rißdaten wie Summe der Rißbreiten, mittlere Rißweite usw. (siehe Anlage 5.38) unterschieden sich nur unwesentlich voneinander. Auch alle anderen ausgewerteten Meßergebnisse sowie das Verformungsverhalten (siehe Anlage 5.39 und Anlage 5.40) lassen keine entscheidenden Unterschiede im Verhalten der beiden Versuchskörper erkennen.

6. Zusammenfassung

Das Trag- und Verformungsverhalten von zwei Spannbetonbalken in Segmentbauart unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion wurde untersucht. Die als Hohlkästen ausgebildeten Balken bestanden aus acht (Balken SETMQ1) bzw. 15 Segmenten (Balken SETMQ2), die im Kontaktverfahren hergestellt worden waren. Der Versuchsbalken SETMQ1 wies im Zuggurt profilierte Spannglieder auf, der Zuggurt des SETMQ2 enthielt glatte Spannglieder, die als Trockenfugen ausgebildeten Segmentfugen waren im Stegbereich fein verzahnt, die Zahnhöhe betrug 1 cm, bei Flankenneigungen von 45° .

Im Mittelpunkt der Untersuchungen standen das Studium der Rißentwicklung, weswegen die Spannstahlverbundeigenschaften variiert wurden, sowie die Ermittlung der Bruchschnittgrößen und der Vergleich mit theoretischen Werten von für monolithische Bauteile geltende Vorschriften und Fachwerkmodelle. Das Trag- und Verformungsverhalten des Segmentbalkens SETMQ1 konnte mit den eines gleich ausgebildeten monolithischen Spannbetonbalkens verglichen werden.

Während der Belastungsphase wurde zunächst eine reine Biegebeanspruchung aufgebracht, um ein ausgeprägtes Biegerißbild zu erzeugen. Nach Aufbringen eines Torsionsmoments wurden die Balken einer Biege-Dauerschwellbeanspruchung ausgesetzt und abschließend unter kombinierter Biege-Torsionsbeanspruchung zu Bruch gefahren.

Das Biegerißbild beider Balken wurde entscheidend von den Verbundeigenschaften der im Zuggurt liegenden Spannglieder geprägt. Beim SETMQ1 (gerippte Stähle) wurde ein weitgehend gleichmäßiges Rißbild mit einem mittleren Rißabstand von 25 cm gemessen, d. h. es traten auch außerhalb der Fugenbereiche im Segment Biegerisse auf. Beim Balken SETMQ2 (glatte Spannstäbe) wurden außerhalb des Fugenbereichs keine Biegerisse festgestellt. Bei beiden Balken konnte sich aber das Schubrißbild unbeeinflusst von den Biegerissen ausbilden.

Beim Balken SETMQ1 trat ein Torsions-Druckbruch nach vorangegangenen Fließen der Bügel und der Längsbewehrung ein, beim SETMQ2 versagten die Druckstreben der Stege. Der Vergleich der experimentell ermittelten Bruchschnittgrößen mit theoretischen, die sich durch Auswertung der Bestimmungen der DIN 4227/1 und DIN 4227/3 ermitteln, zeigte, daß beide DIN-Bestimmungen im vorliegenden Fall die tatsächlichen beträchtlich unterschätzen. Die Bestimmungen des CEB lieferten dann eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Werten, wenn als Neigungswinkel der Druckdiagonalen innerhalb des zulässigen Bereichs von $\frac{3}{5} \leq \cot \alpha \leq \frac{5}{3}$ der tatsächlich im Versuch beobachtete Wert in die Rechnung eingeführt wurde. Die mit dem Fachwerkmodell von Lüchinger-Thürlimann /19/ ermittelten Bruchschnittgrößen stimmengut mit den experimentellen Werten überein.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse des Balkens SETMQ1 mit denen des gleich ausgebildeten monolithischen Balkens zeigte, daß das Trag- und Verformungsverhalten beider Balken ähnlich war.

7. Literaturverzeichnis

- /1/ Kupfer, H.; Daschner, F.; Guckenberger, K.:
Konstruktion und Tragverhalten segmentärer Spannbetonbalken am Beispiel des Brückenbaues
Lehrstuhl für Massivbau der TU München, 1979

- /2/ Grasser, E. und Daschner, F.:
Die Druckfestigkeit von Mörtelfugen zwischen Betonfertigteilen 1972, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 221, S. 30 - 52

- /3/ Finsterwalder, U., Jungwirth, D. und Baumann, Th.:
Tragfähigkeit von Spannbetonbalken aus Fertigteilen mit Trockenfugen quer zur Haupttragrichtung. Der Bauingenieur, Januar 1974, S. 1 - 10

- /4/ Eibl, J., Hjorth, O. und Franke, L.:
Haftfestigkeit von Kunststoffmörteln auf Beton und Stahl und Schubfestigkeit von Fugen zwischen Fertigteilen unter Verwendung von Kunststoffmörteln, 1971, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig

- /5/ Eibl, J., Franke, L. und Hjorth, O.:
Versuche mit Kunstharzmörteln. Die Bautechnik, Okt. 1972, S. 348 - 354

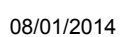
- /6/ Zelger, C. und Rüschi, H.:
Der Einfluß von Fugen auf die Festigkeit von Fertigteil-schalen, Beton- und Stahlbetonbau, Okt. 1961, S. 234-237

- /7/ Franz, G.:
Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen. Beton- und Stahlbetonbau, Juni 1959, S. 137 - 140

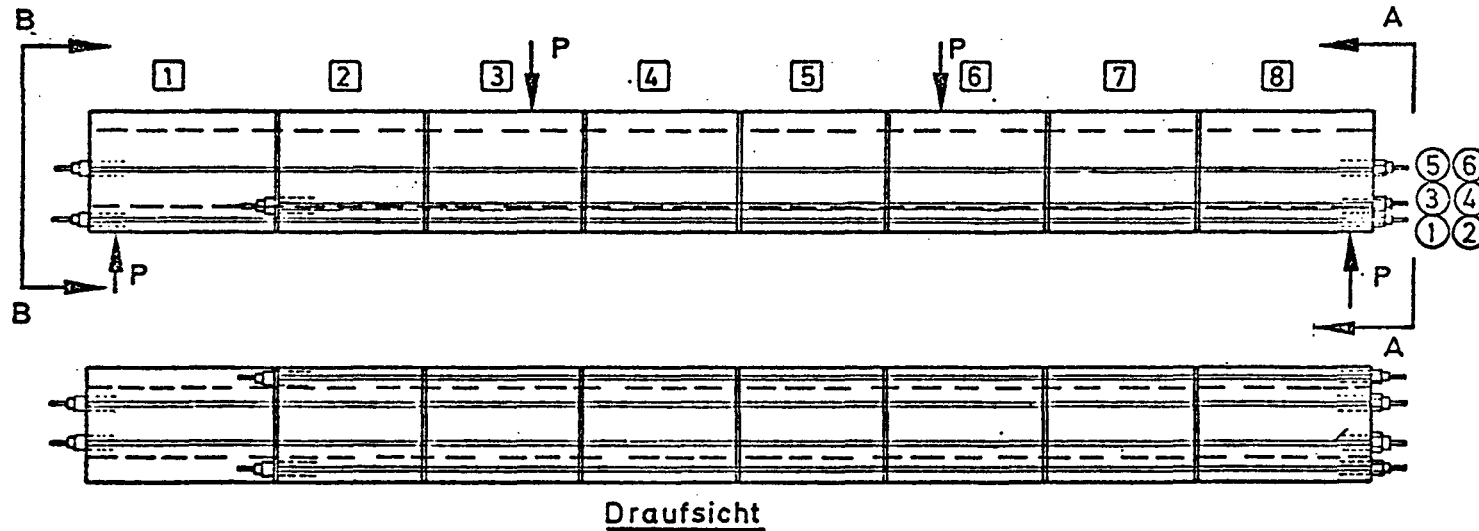
- /8/ Kupfer, H.; Guckenberger, K.; Daschner, F.:
Tragverhalten von aus Fertigteilen zusammengespannten
Biegegliedern mit Zementmörtelfuge,
Lehrstuhl für Massivbau der TU München, 1979
- /9/ Fernández Casado, C.:
Puentes de hormigón armado pretensado, Band I,
Madrid: Editorial Dossat 1961, S. 537 - 539
- /10/ Baxter, J.W., Birkett, E.M. und Gifford, E.W.H.:
The Narrows Bridge, Perth, Western Australia,
Proceedings of the Institution of Civil Engineers,
Sept. 1961, S. 39-84
- /11/ Favre, R. und Coendoz, G.:
Etude expérimentale de la fissuration des poutres
précontraintes à segments préfabriqués. Rapport No. 2:
Essais des poutres A 1, A 2 et A 3. 1976,
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne,
Centre d'Etude du Béton Armé et Précontraint
- /12/ Magnel, G.:
Le béton précontraint
Gent: Editions Fechey 1948
- /13/ Kupfer, H., Guckenberger, K. und Daschner, F.:
Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau
1980, DAfStb. Heft 311
- /14/ Kupfer, H., Daschner, F. und Ruhnau, J.:
Untersuchung des Tragverhaltens eines aus Betonfertigteilen
zusammengespannten Trägers mit Verklebung in den Fugen,
Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München,
September 1972

- /15/ Favre, R., Rojas, J. und Vaucher, A.:
Vérification de la fissuration de structures préfabriquées
assemblées par précontrainte. Annales de l'Institut Technique
du Bâtiment et des Travaux Publics, April 1979, S. 53-67
- /16/ Kashima, S. und Breen, J. E.:
Construction and load tests of a segmental precast box
girder bridge model. 1975, the University of Texas at
Austin, Center for Highway Research, Research Report
No. 121 - 5
- /17/ Favre, R., Rojas, J. und Vaucher, A.:
Etude expérimentale de la fissuration des poutres
précontraintes à segments prefabriqués. Rapport No. 4,
1976 und Rapport No. 5, 1978, Ecole Polytechnique
Fédérale de Lausanne, Centre d'Etude du Béton Armé
et Précontraint
- /18/ Kordina, K., Ivanyi, G., Teutsch, M.:
Versuche an Spannbetonbalken unter kombinierter
Beanspruchung aus M, Q und T
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
TU Braunschweig, 1977.
- /19/ Thürlimann, B., Lüchinger, P.:
Versuche an Stahlbetonbalken unter Torsion, Biegung
und Querkraft
Institut für Baustatik, ETH Zürich, Juli 1973
- /20/ Elfgrén, L.:
Reinforced concrete beams loaded in combined torsion,
bending and shear
Chalmers University of Technology Göteborg,
Division of Concrete Structure. Publication 71:3, 1972

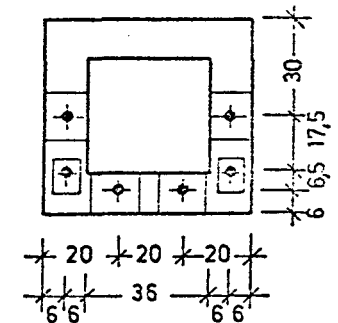
- /21/ Lampert, P.:
Bruchwiderstand von Stahlbetonbalken unter Torsion und
Biegung,
Dissertation Nr. 4445, ETH Zürich, Januar 1970
- /22/ Lampert, P., Lüchinger, P., Thürlimann, B.:
Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken
Institut für Baustatik ETH Zürich, Februar 1971
- /23/ Comité Euro-International du Beton
Bulletin d'Information Nr. 117-D.
Band II, Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahl-
und Spannbeton. Dezember 1976
- /24/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahl-
beton und Spannbeton, 3. Ausgabe 1978
- /25/ Teutsch, M.:
Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und
Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter
kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und
Torsion, Dissertation, Heft 41 der Schriftenreihe des
Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig, 1981
- /26/ DIN 4227, Teil 1, Ausgabe Dezember 1979
- /27/ DIN 4227, Teil 3 E
- /28/ Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton, Ausgabe Dezember
1979
Heft 320 des DAfStb



Spannbewehrung des Versuchsbalkens SETMQ 1

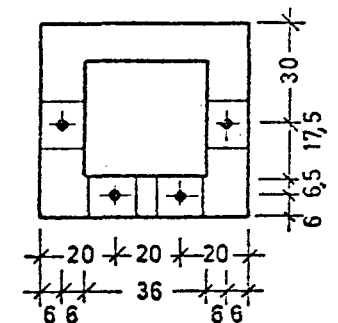


Seitenansicht A-A



2 x 4 Rippenankerplatten 12 x 14 cm
2 x 2 Rippenankerplatten 8 x 11 cm

Seitenansicht B-B



4 Vollankerplatten 12 x 15 cm

11 10 / 5 cm
12 x 5 Stck. L = 0,58 m

Spannstahl : Gewindestahl ϕ 26,5 mm St 835/1030 Hüllrohre $\phi_i / \phi_a = 38/43$ mm (Spanngl. ①, ②, ⑤, ⑥)
 ϕ 16,0 mm St 1324/1472 $\phi_i / \phi_a = 32/37$ mm (Spanngl. ③, ④)

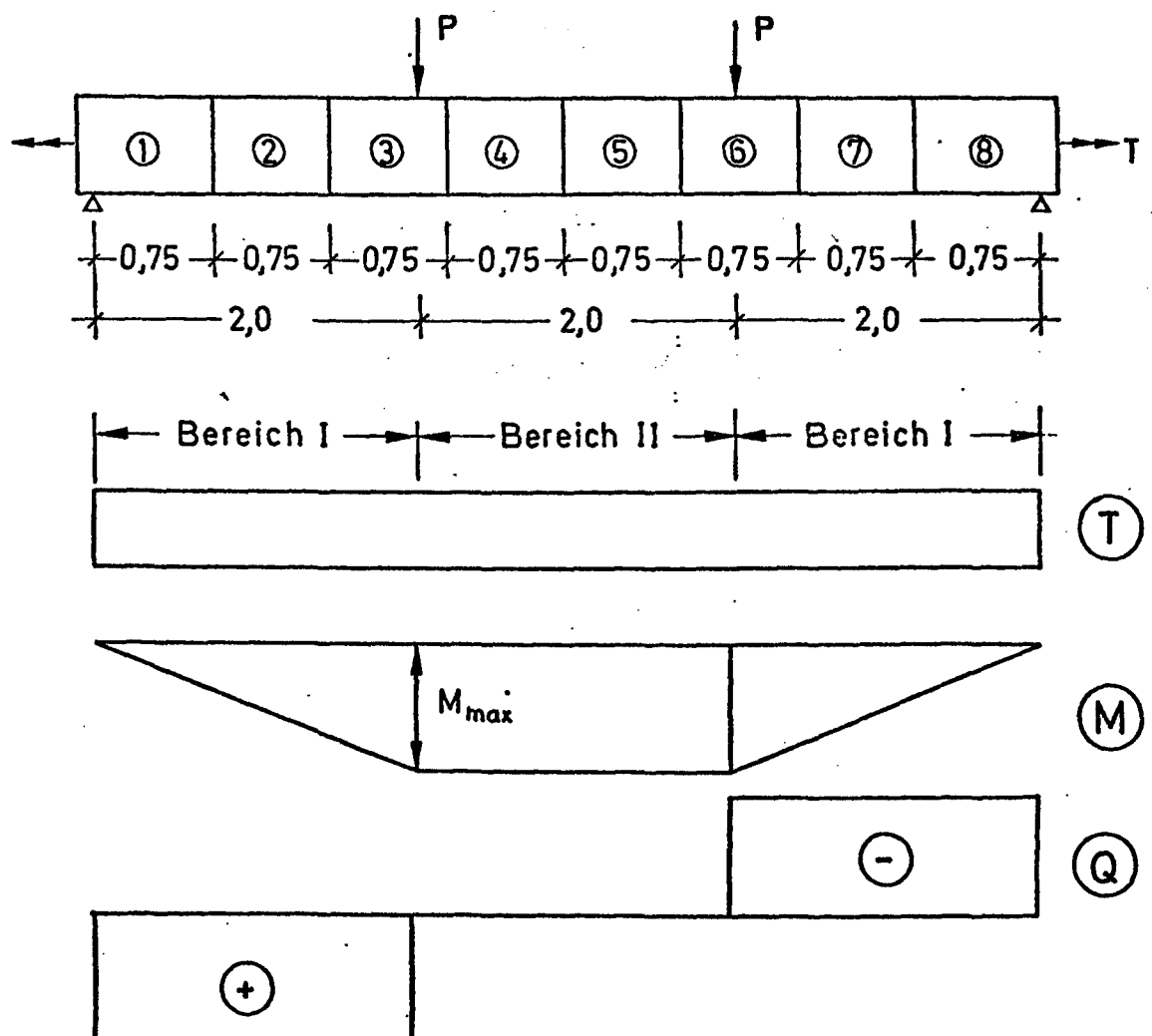
Dywidag Spannverfahren

Plattenverankerung nach Zulassungsbescheid Januar 1974

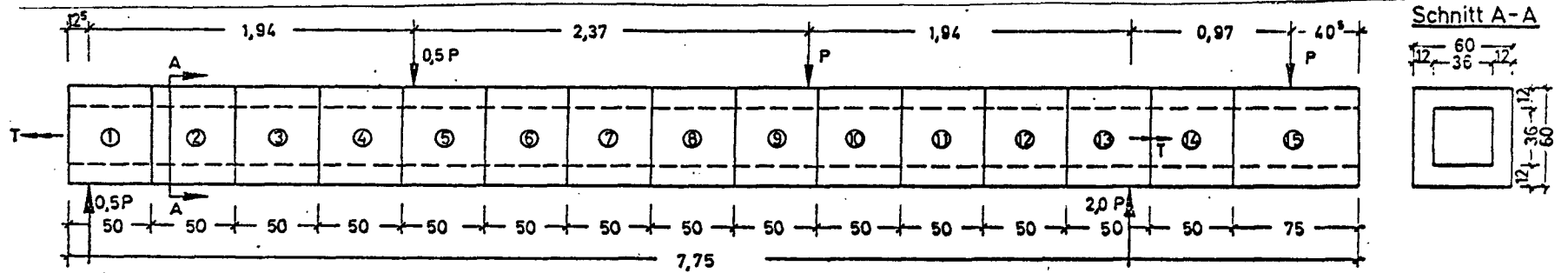
Länge der Spannglieder : ⑤ + ⑥ L = 6,50 m

③ + ④ L = 5,65 m

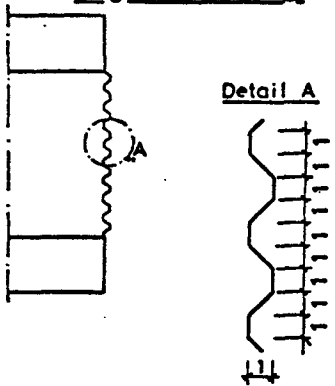
Statisches System des Versuchsbalkens SETMQ 1



Schalplan des Versuchsbalkens SETMQ 2:

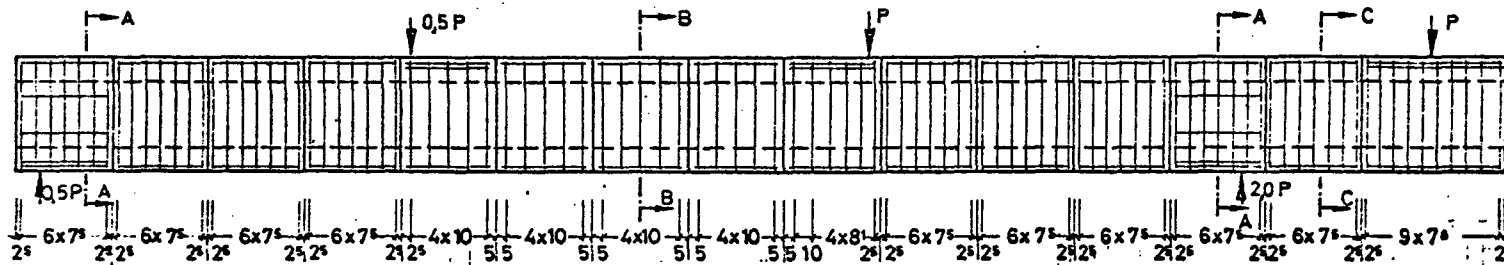


Fugenausbildung

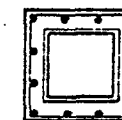


<u>Beton</u>	B 45
<u>Stahl</u>	BSt 420/500 RK
<u>Spannstahl</u>	St 835/1030 (85/105) St 1324/1470 (135/150)

Bewehrungsplan SETMQ 2



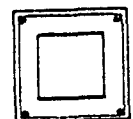
Schnitt A-A



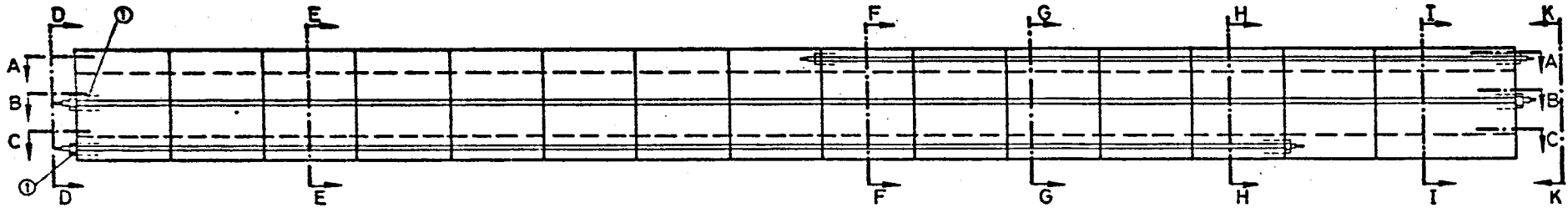
Schnitt B-B



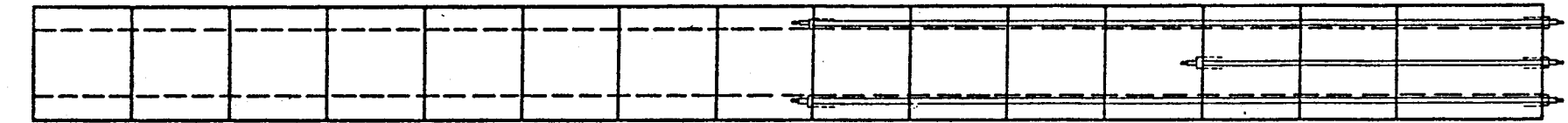
Schnitt C-C



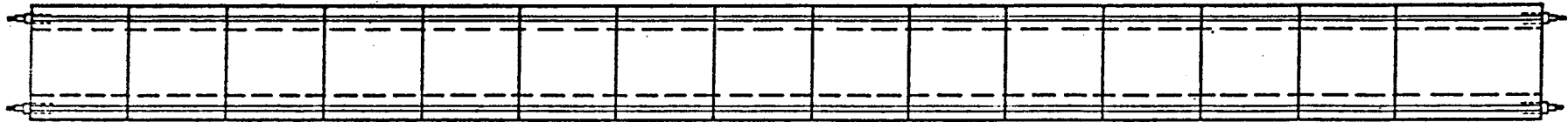
Anordnung der Spannbewehrung beim Versuchsbalken SETMQ 2



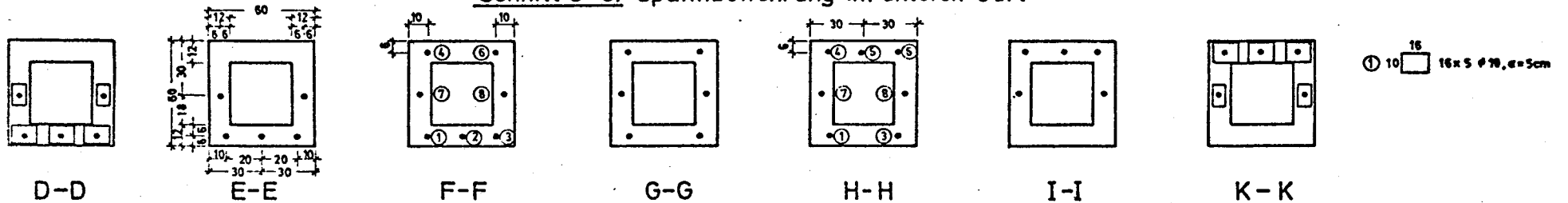
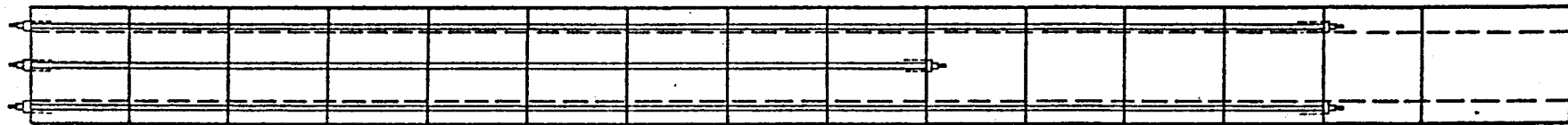
Schnitt A-A: Spannbewehrung im oberen Gurt



Schnitt B-B: Spannbewehrung in den Stegen



Schnitt C-C: Spannbewehrung im unteren Gurt



Schnitt

D-D

E-E

F-F

G-G

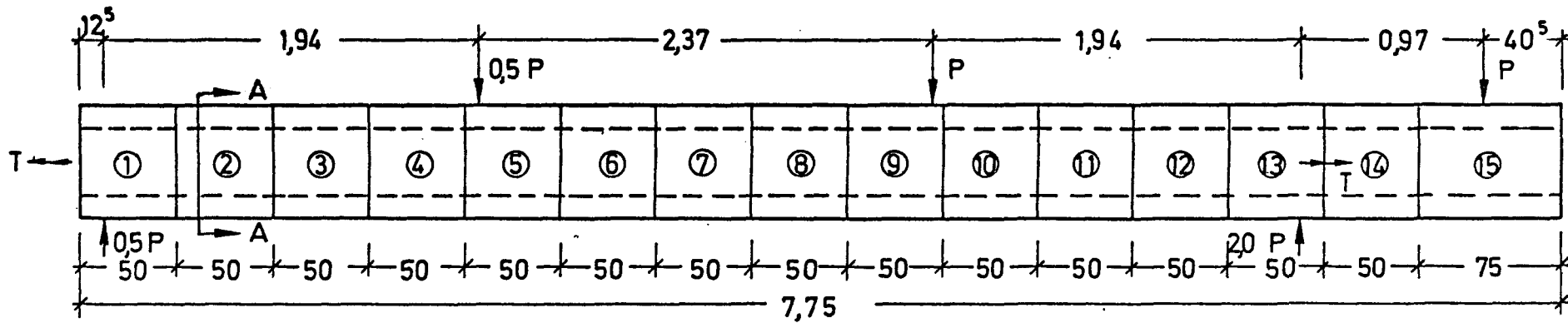
H-H

I-I

K-K

Spannglied Nr.	Stahlgüte	Spannstahl ϕ [mm]	Hüllrohre ϕ_i / ϕ_a	Pzul [kN]	Ankerplatten [cm/cm]
① ② ③ ④ ⑤ ⑥	St 835/1030 (85/105)	26,0 glatt	38/43 mm	301	12 / 14
⑦ ⑧	St 1324/1470 (135/150)	16,0 Gewindest	32/37 mm	163	8 / 11

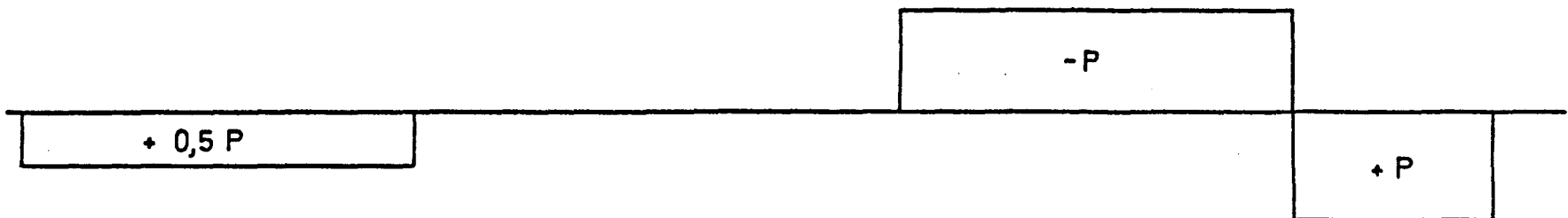
Statisches System des Versuchsbalkens SETMQ 2



(T)



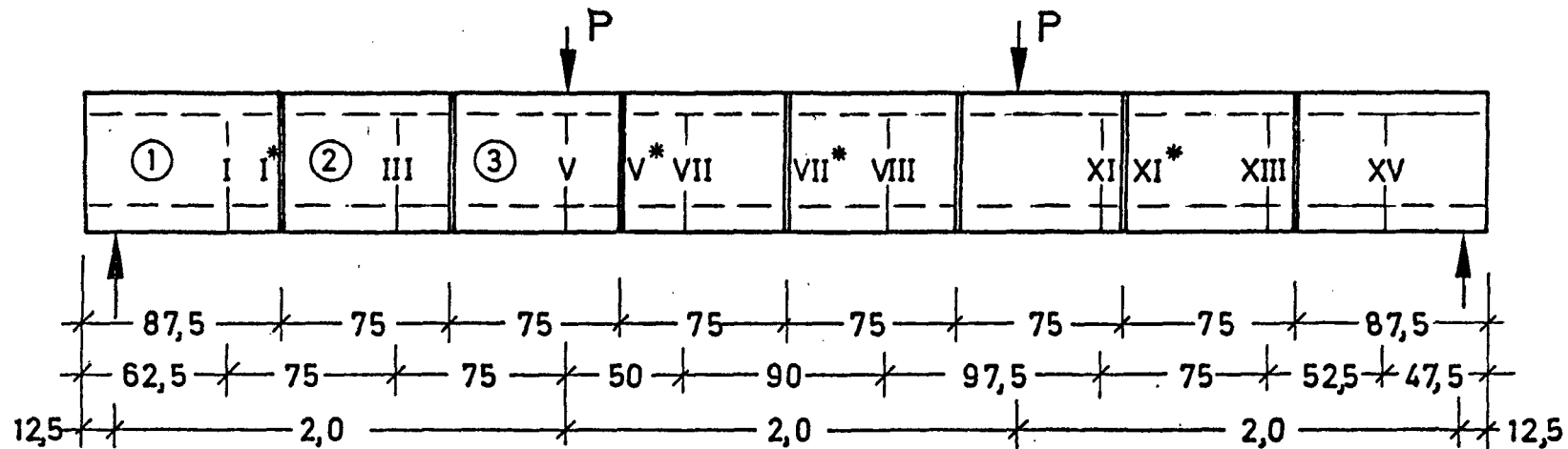
(M)



(Q)

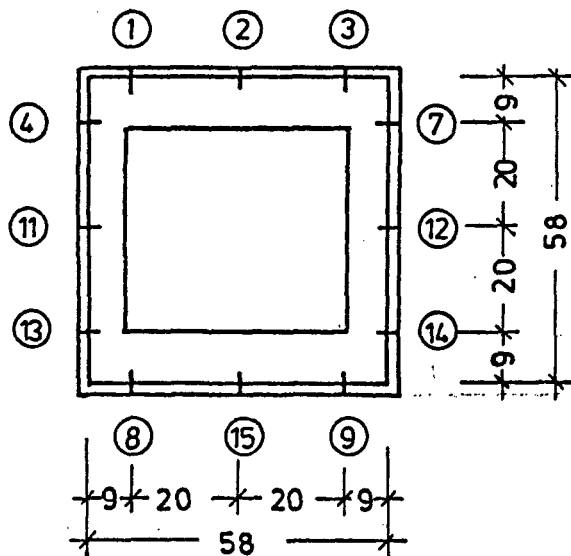
Anlage 2.6

Anordnung der Dehnmeßstreifen beim Versuchsbalken SETM Q1



Lage der Meßquerschnitte für Stahldehnungsmessungen

Lage der Bügel -
meßstellen:
Anordnung in den
Schnitten I, III, V,
VII, VIII, XI, XIII, XV

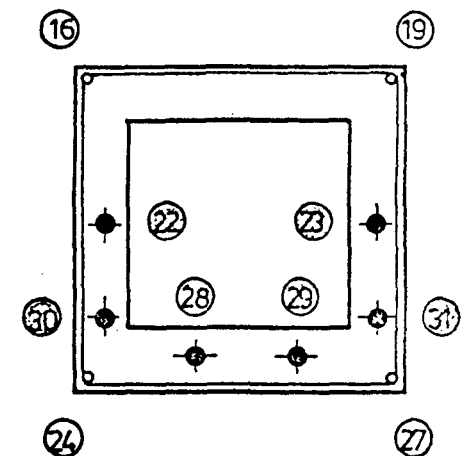


Lage der Spannstahl -
meßstellen:

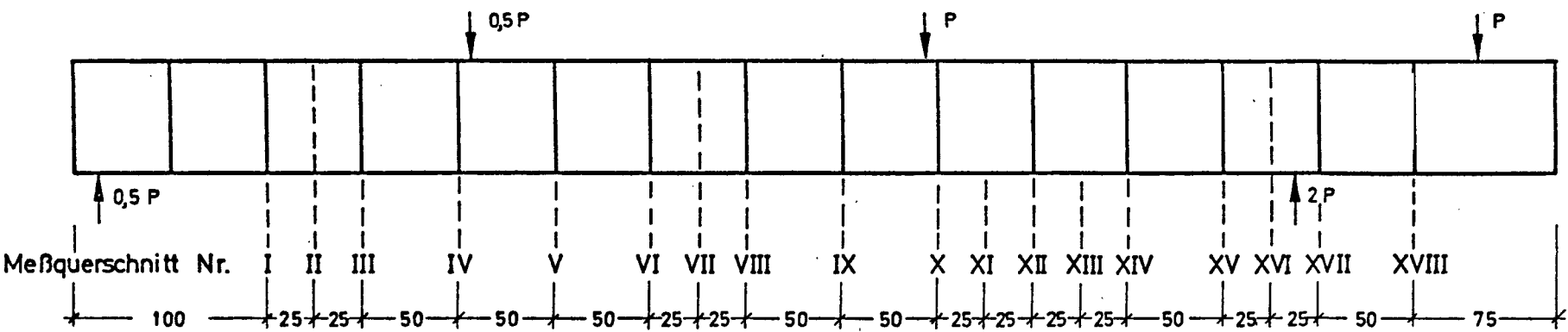
Anordnung in den Schnitten
I, I*, III, V, V*, VII, VII*, VIII,
XI, XI*, XIII

Lage der Meßstellen an den
Längsseiten:

Anordnung in allen Schnitten

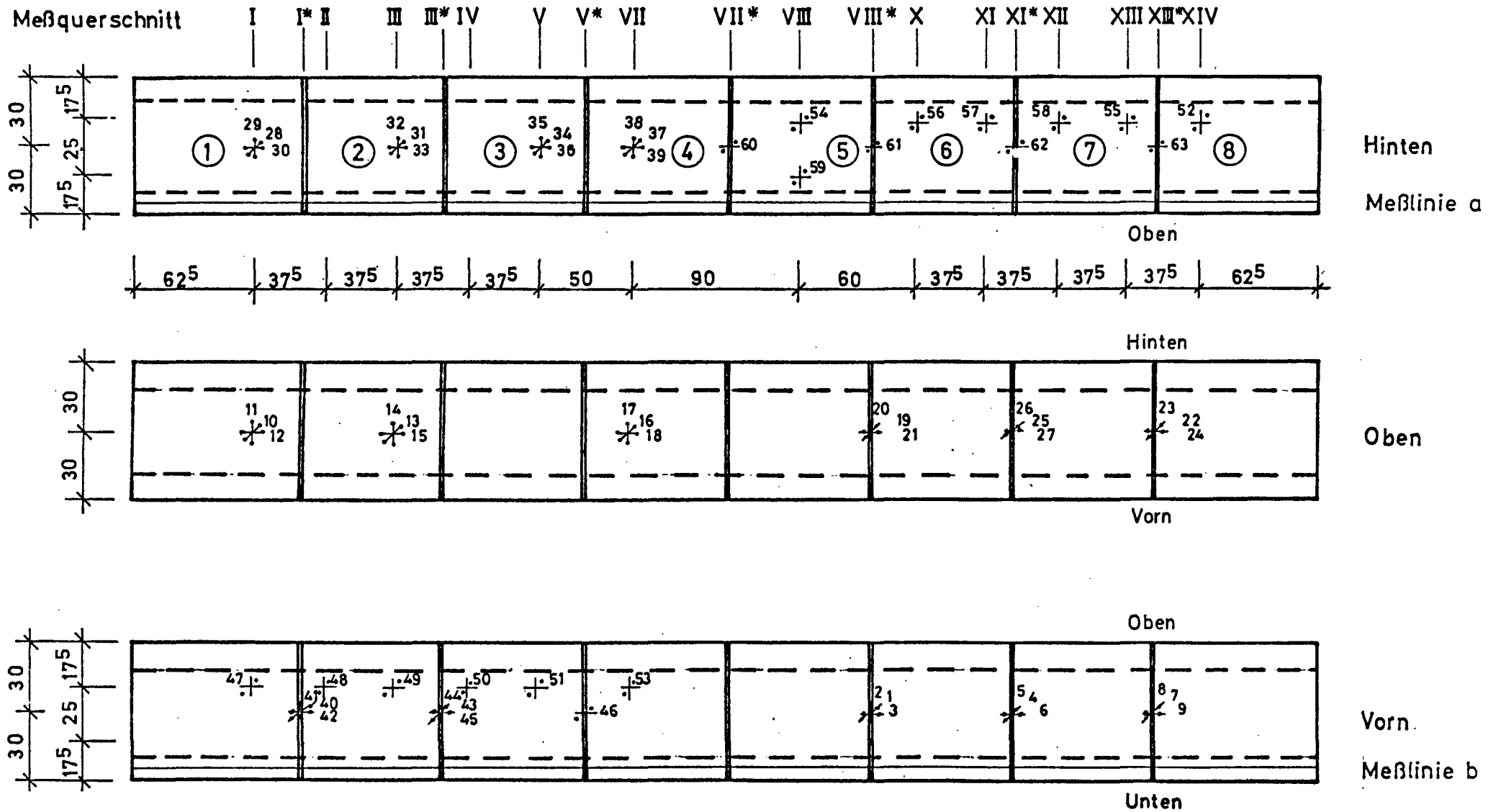


SETMQ 2 : Meßstellenanordnung an den Bügeln, Längsstäben und Spanngliedern



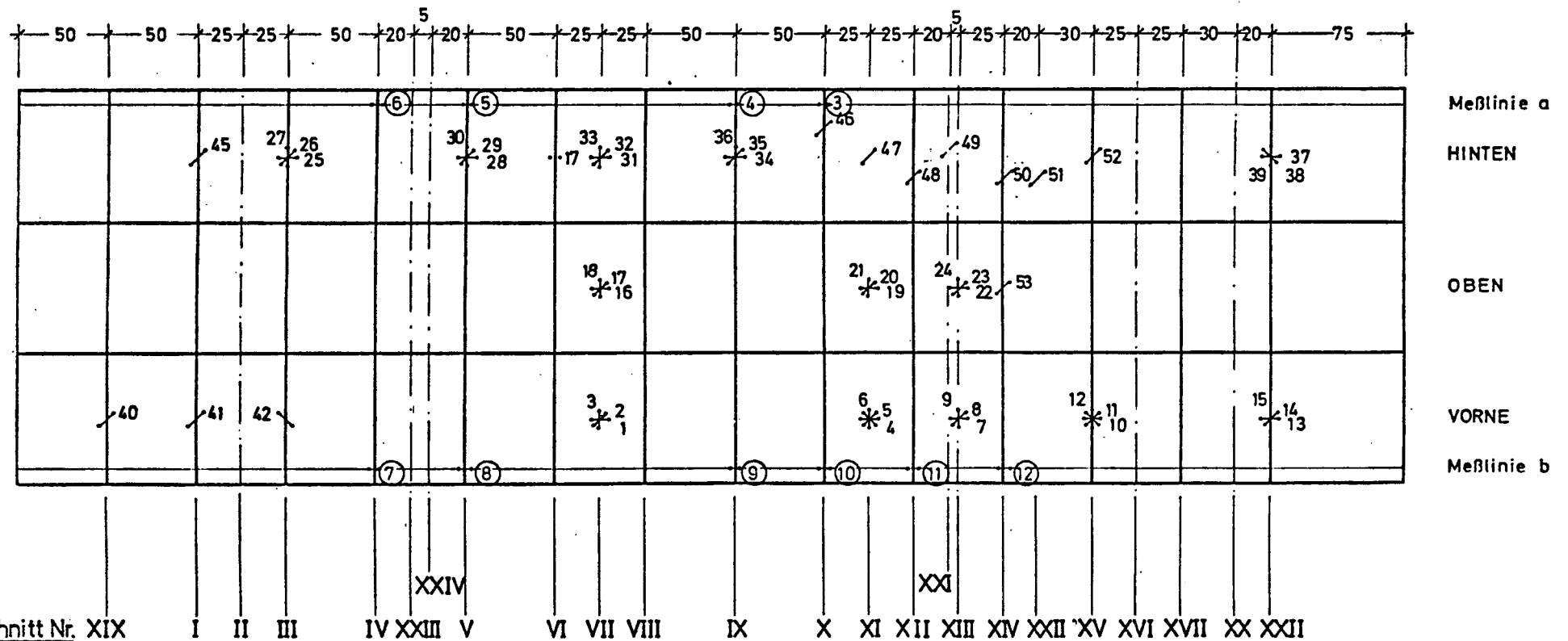
Meßstellen an den	Meßstellennumerierung	Anordnung in den Meßquerschnitten	
Bügeln		II , III , VI , VII , VIII , XI , XII , XIII , XIV , XV , XVI , XVIII	
Längsstäben		II , III , VI , VII , VIII , XI , XII , XIII , XIV , XV , XVI , XVIII	
Spanngliedern		Spannglied -Nr.	
		20, 22	X bis XVIII
		21	XVI bis XVIII
		23, 24	I bis XVIII
		25, 27	I bis XVI
		26	I bis IX

Anordnung der Setzdehnmessger am Versuchsbalken SETMQ 1



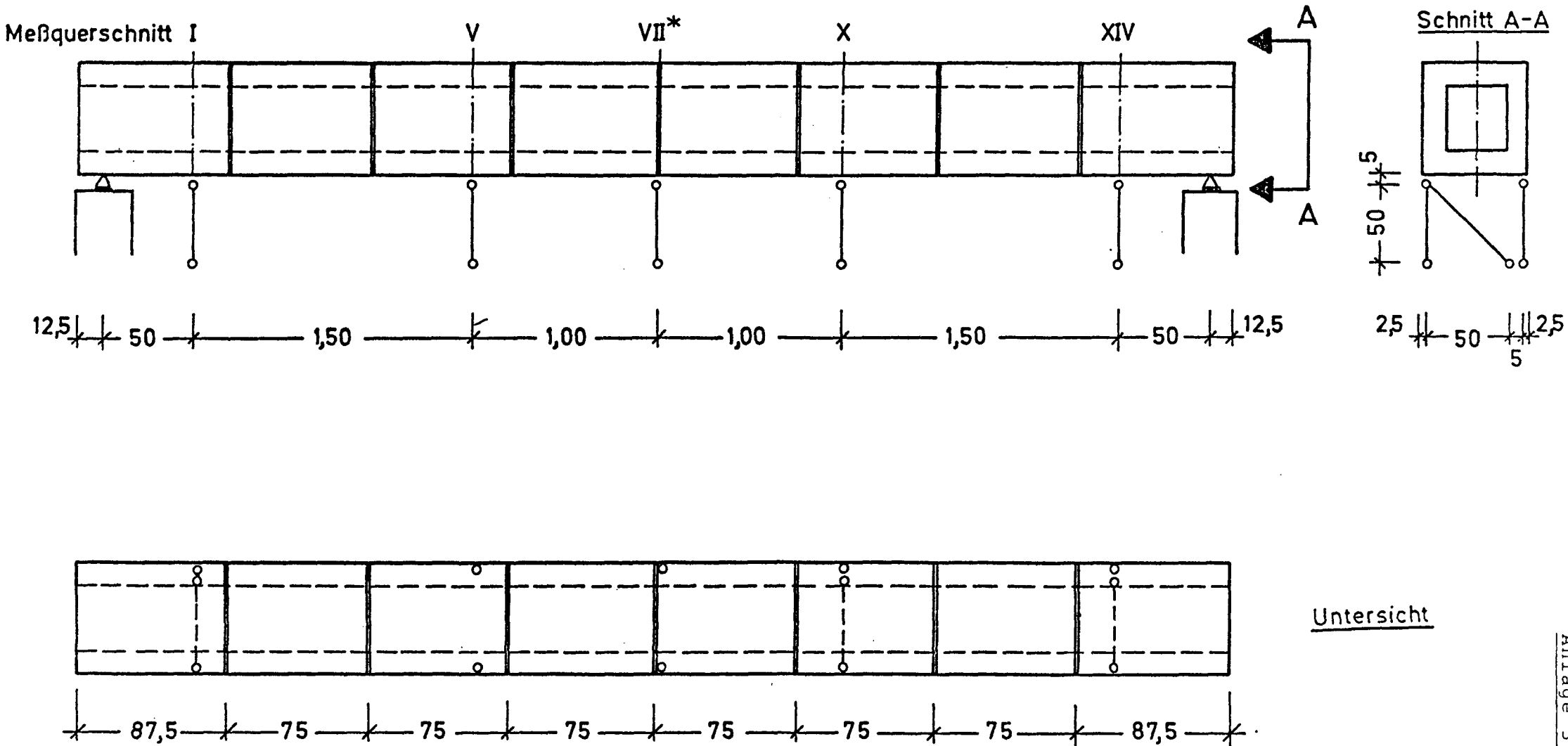
Versuchsbalken SETMQ 2:

Lage und Bezeichnung der Betondehnungsmeßstellen

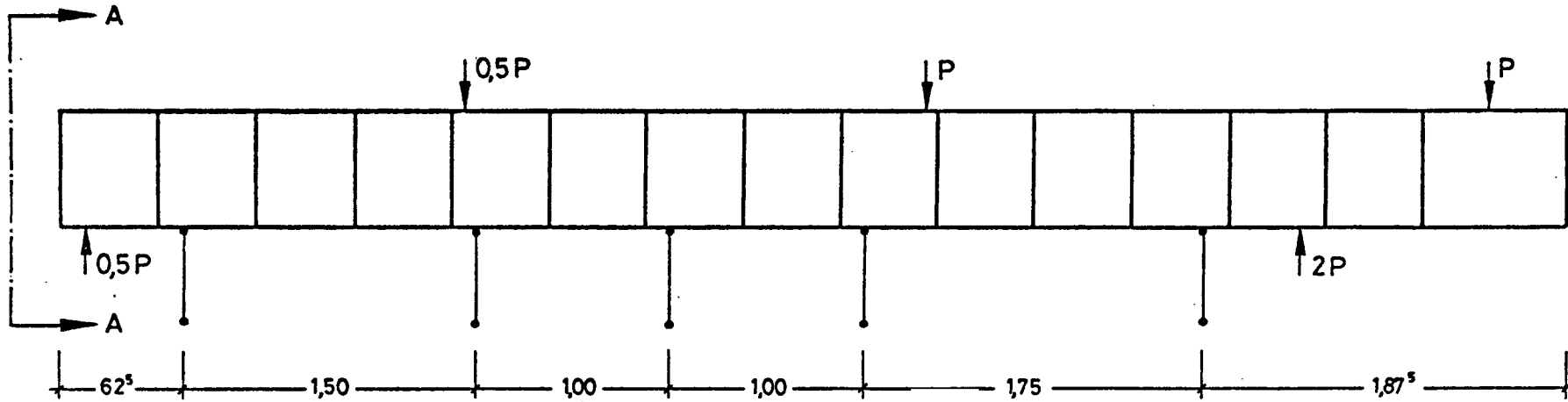


③ bis ⑫ Tensotast - Meßstellen
1 bis 53 Meßstellen für Setzdehnungsmesser

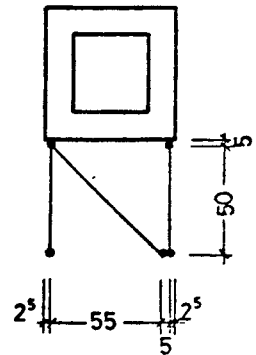
Anordnung der Weggeber bei dem Versuchsbalken SETMQ 1



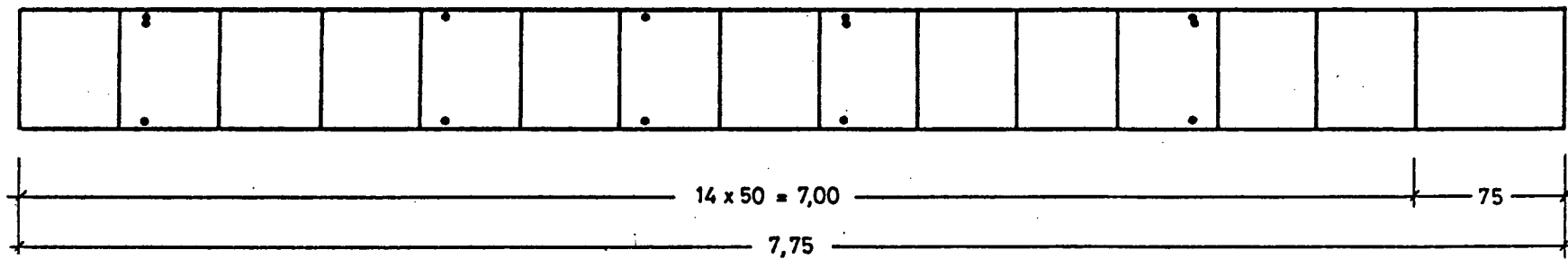
Anordnung der Weggeber beim Versuchsbalken SETMQ 2



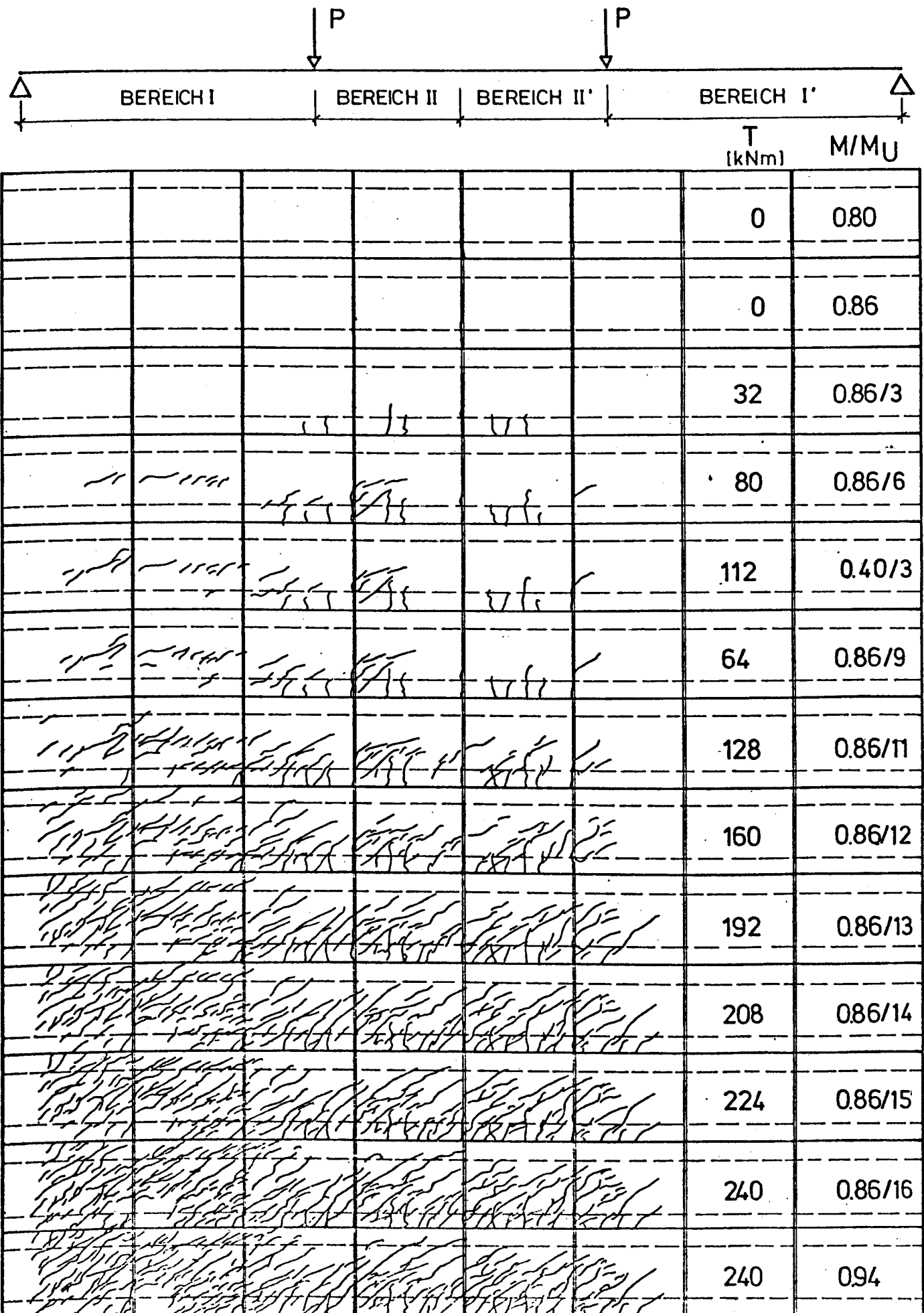
Schnitt A-A



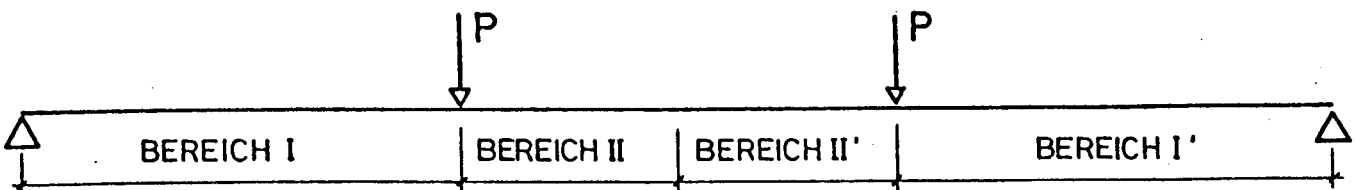
Untersicht



RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ1 VORN

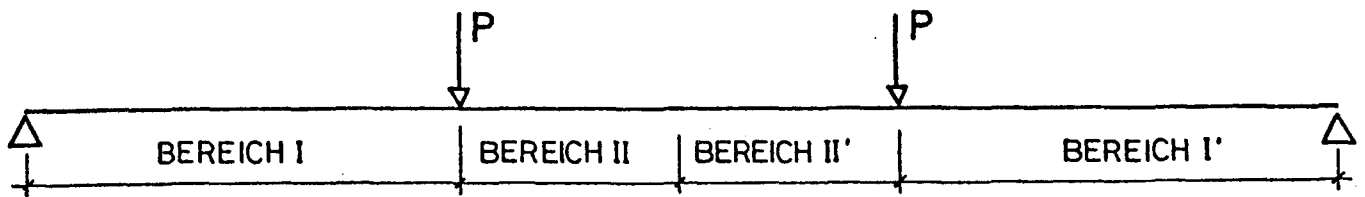


RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ1 HINTEN



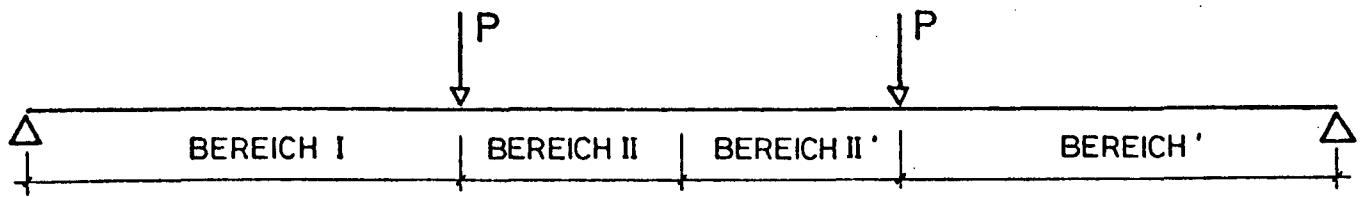
						T (kNm)	M/M_U
						0	0,8
						0	0,86
						32	0,86/3
						80	0,86/6
						112	0,40/3
						64	0,86/9
						128	0,86/11
						160	0,86/12
						192	0,86/13
						208	0,86/14
						224	0,86/15
						240	0,86/16
						240	0,94

RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ1 OBEN



				T (kNm)	M/M _U		
				160	0,86/12		
				192	0,86/13		
				208	0,86/14		
				224	0,86/15		
				240	0,86/16		

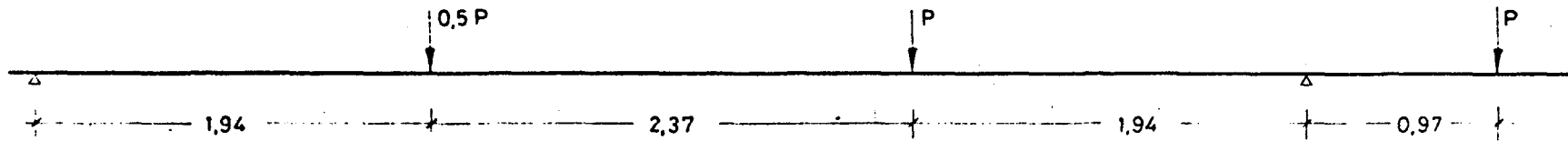
RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ1 UNTEN



T
[kNm] M/M_U

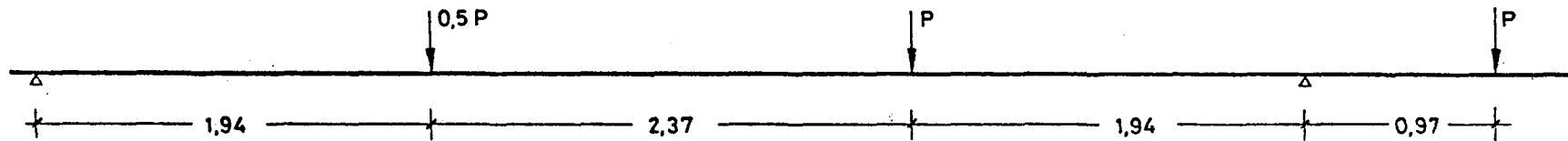
						0	0,74
						0	0,86
						80	0,86/6
						128	0,86/11
						192	0,86/13

RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ 2 VORN



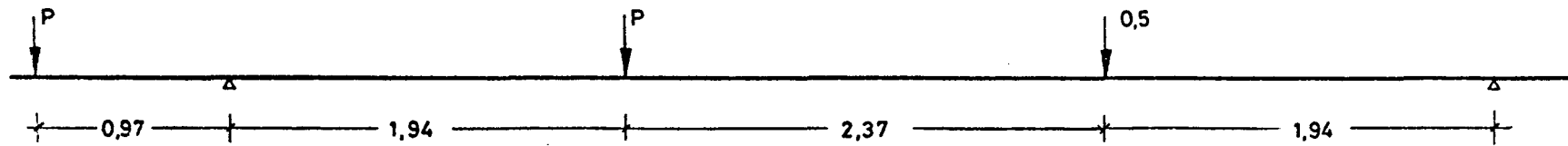
														T [kNm]	M/Mu
														0	0,708
														0	0,792
														0	0,833
														0	0,916
														0	1,000
														50	1,000
														100	0,667
														75	0,500

RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ 2 VORN



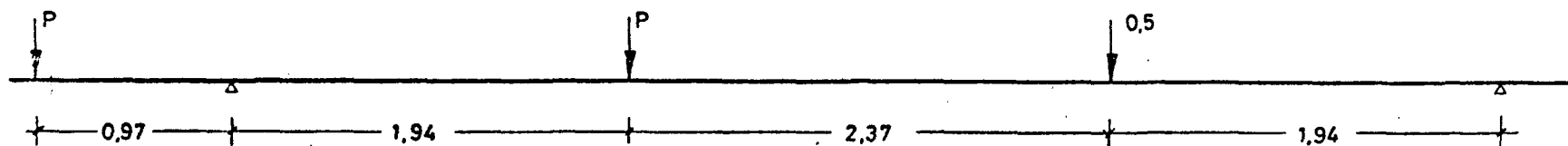
														T [kNm] M/Mu	
														112,5	0,750
														131,3	0,875
														137,5	0,916
														143,8	0,958
														150,0	1,000
														162,5	1,000

RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ 2 HINTEN



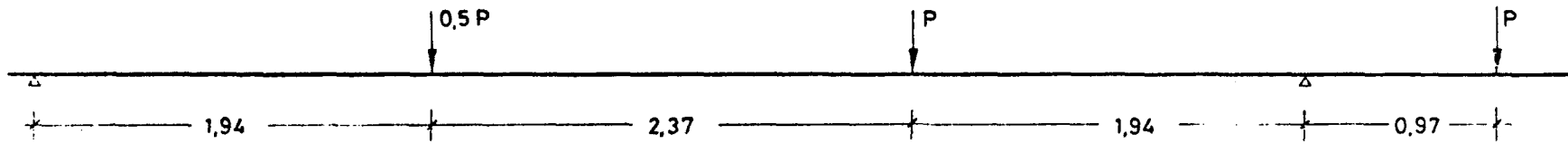
														T [kNm] M/Mu	
														0	0,708
														0	0,798
														0	0,833
														0	0,916
														0	1,000
														50	1,000
														100	0,667
														75	0,500

RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ 2 HINTEN



														T [kNm] M/Mu	
														112,5	0,75
														131,3	0,875
														137,5	0,916
														143,8	0,958
														150,0	1,000
														162,5	1,000

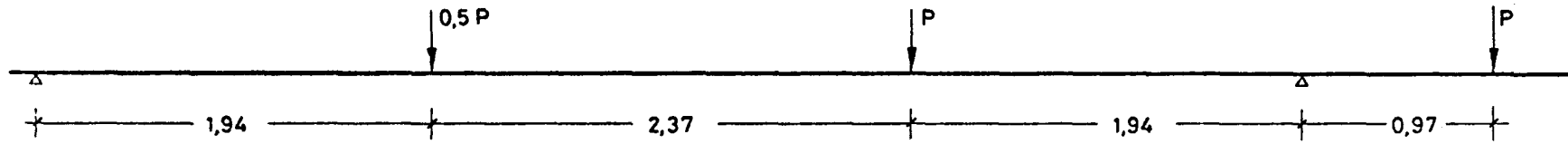
RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ 2 OBEN



T
[kNm] M/Mu

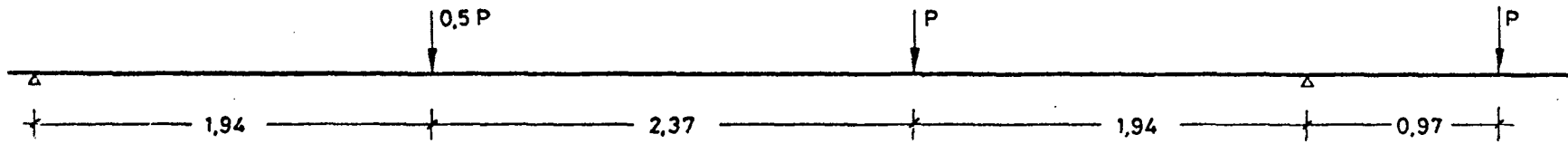
															0	0,708
															0	0,792
															0	0,833
															0	0,916
															0	1,000
															50	1,000
															100	0,667
															75	0,500

RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ 2 OBEN

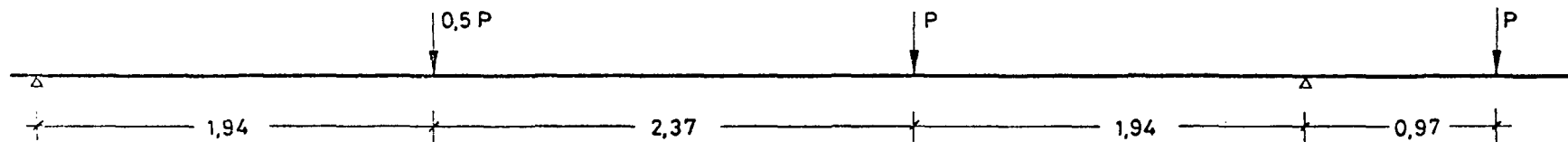


														T [kNm]	M/Mu
														112,5	0,750
														131,3	0,875
														137,5	0,916
														143,8	0,958
														150,0	1,000
														162,5	1,000

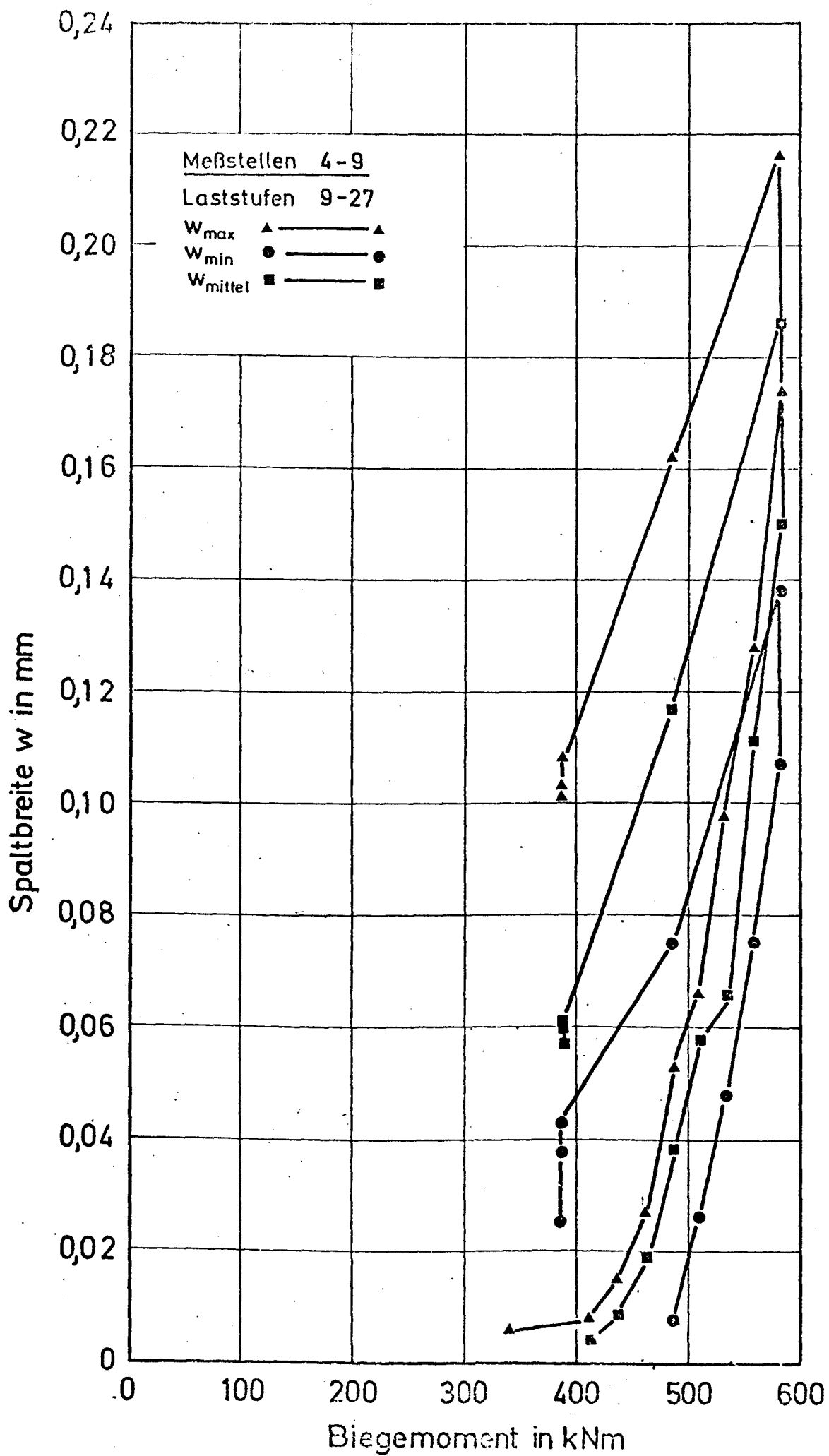
RISENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ 2 UNTEN

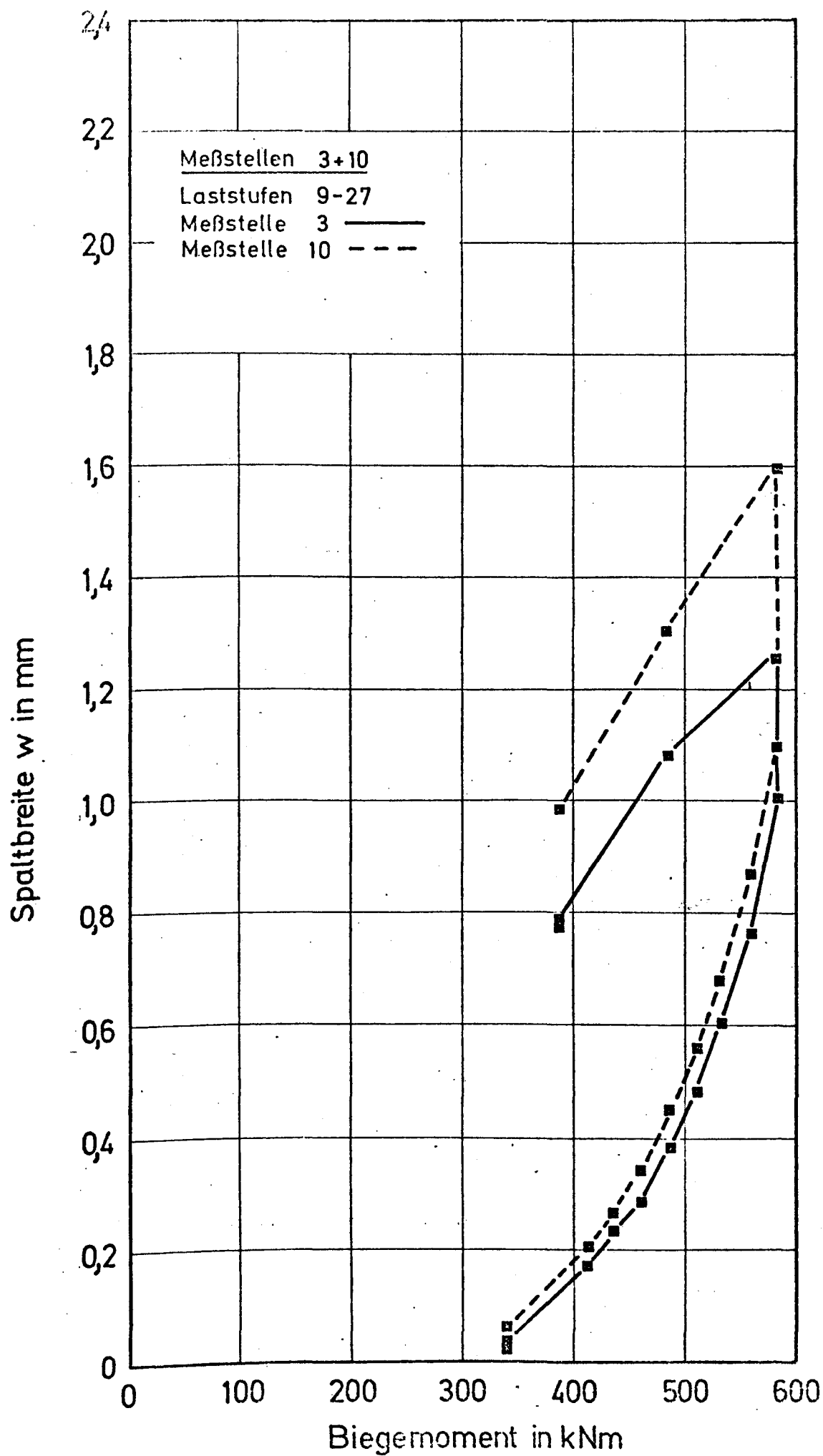
[illegible]

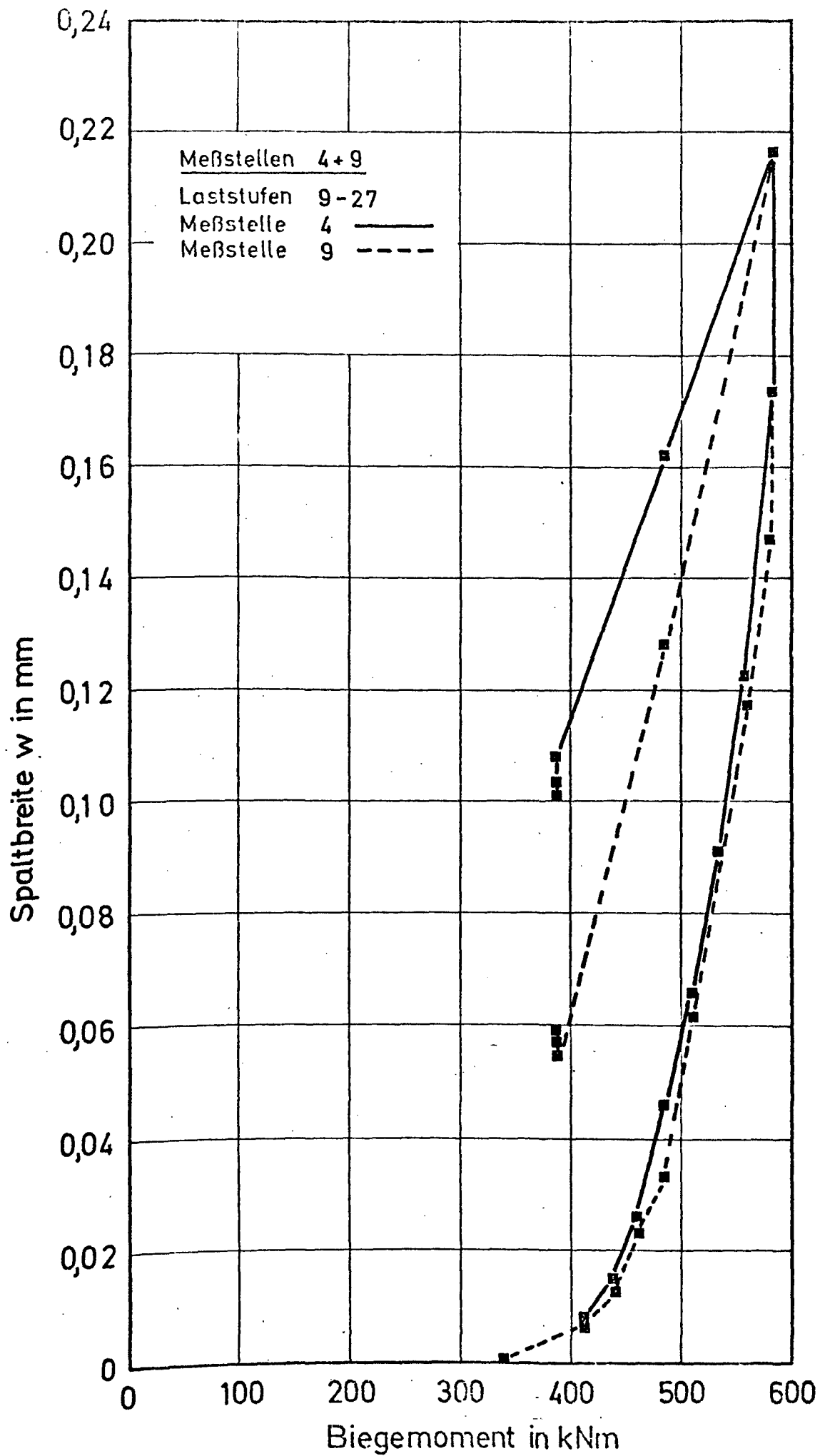
RISSENTWICKLUNG DES VERSUCHSBALKENS SETMQ 2 UNTEN

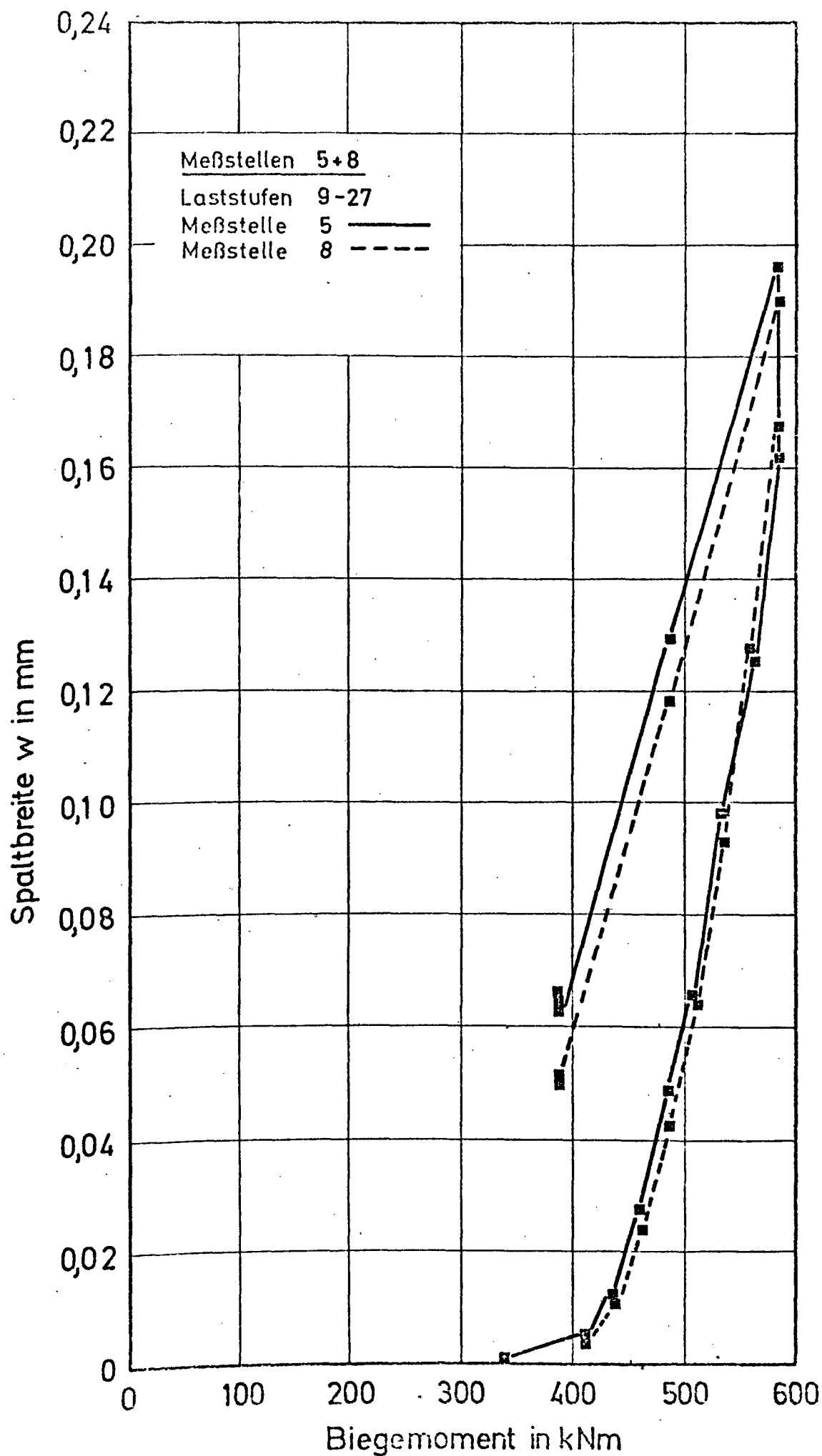


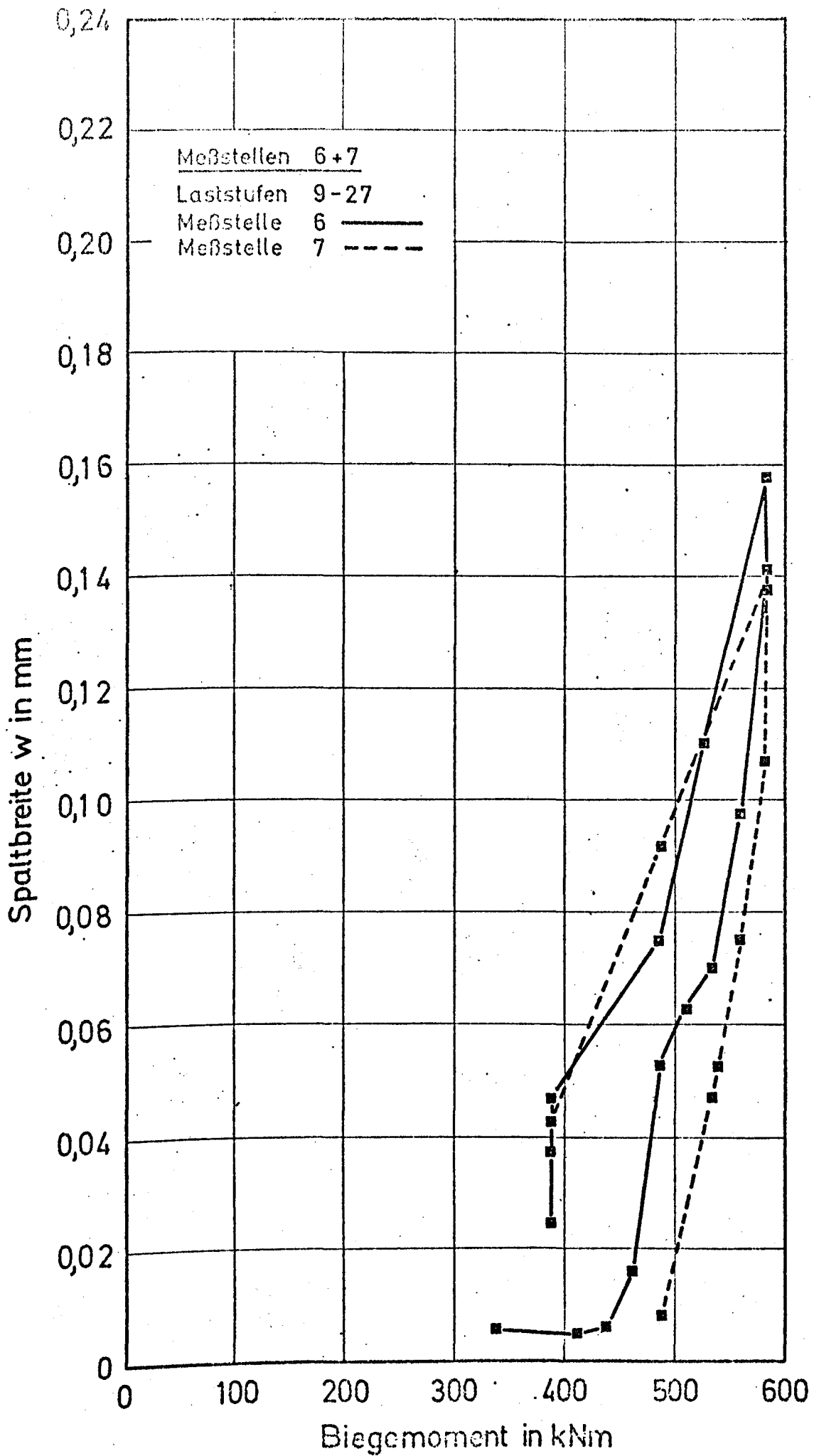
													T [kNm] M/Mu
													112,5 0,750
													131,3 0,875
													137,5 0,916
													143,8 0,958
													150,0 1,000
													162,5 1,000

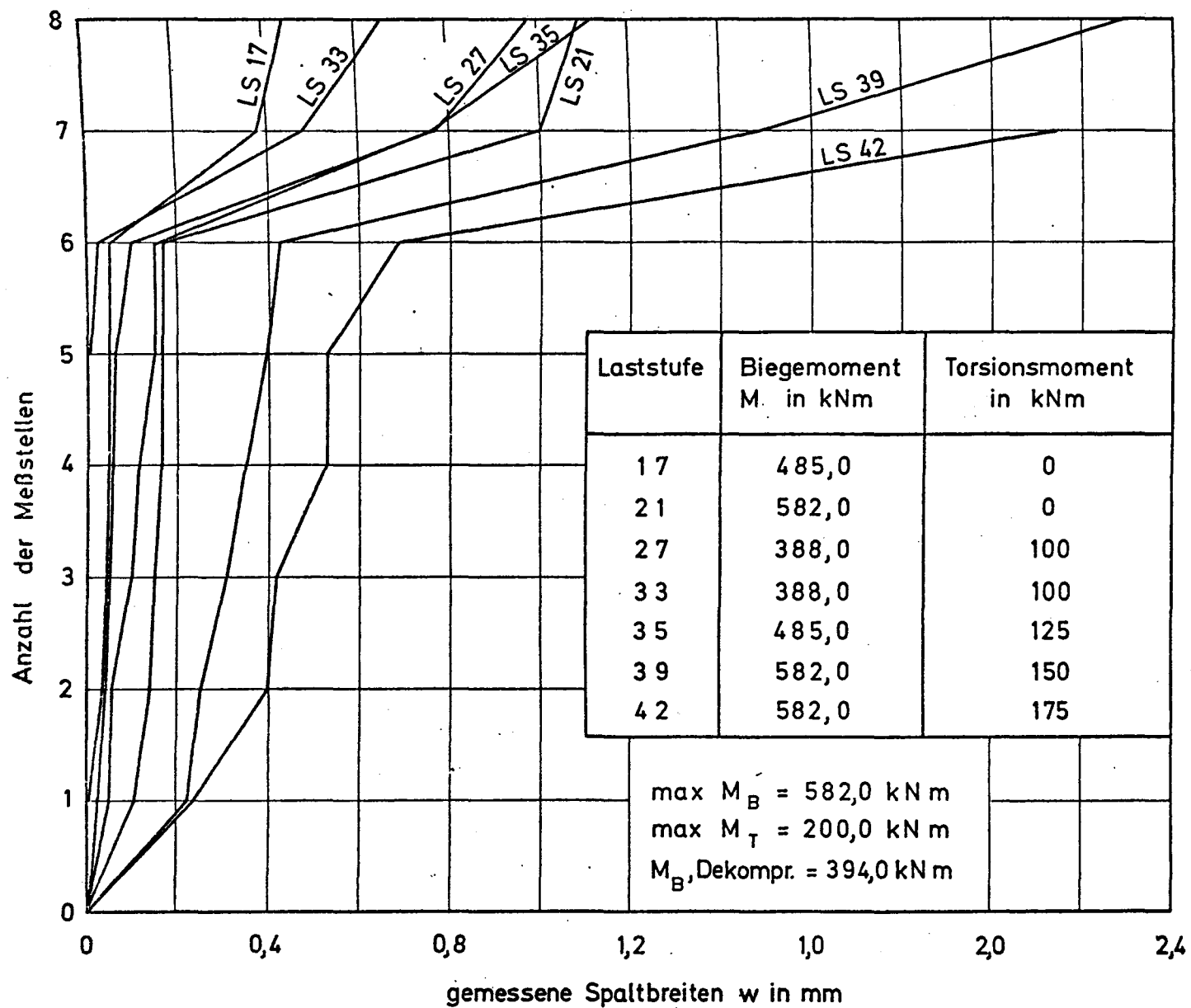






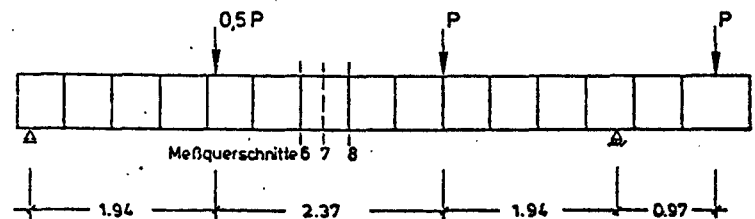
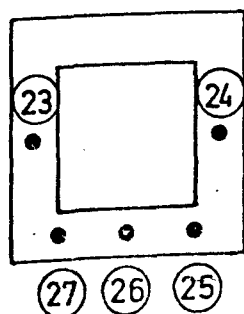
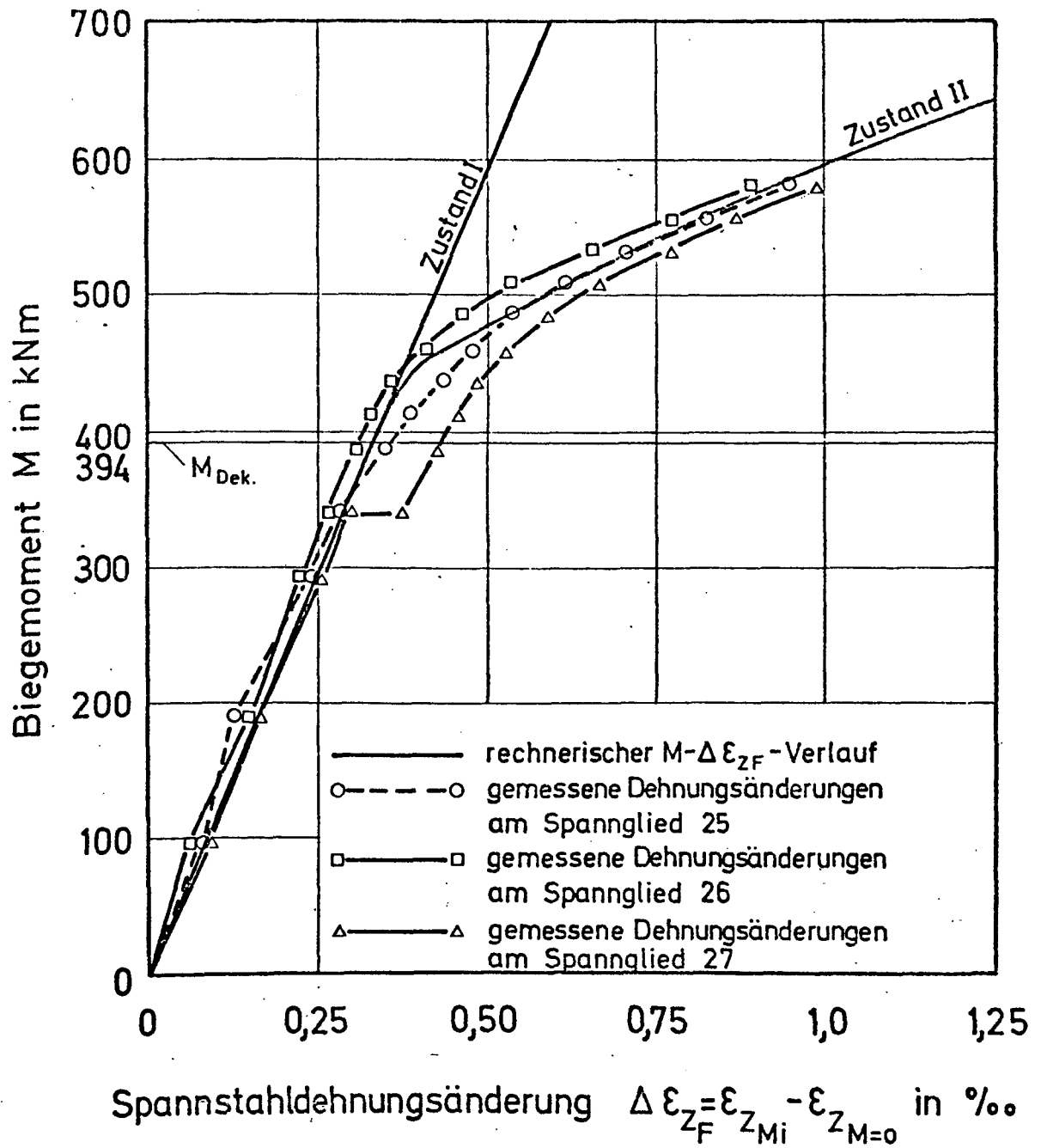






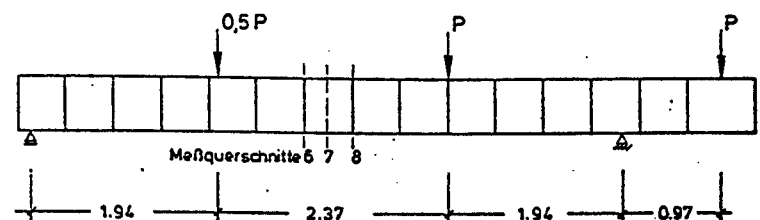
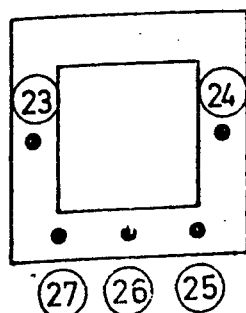
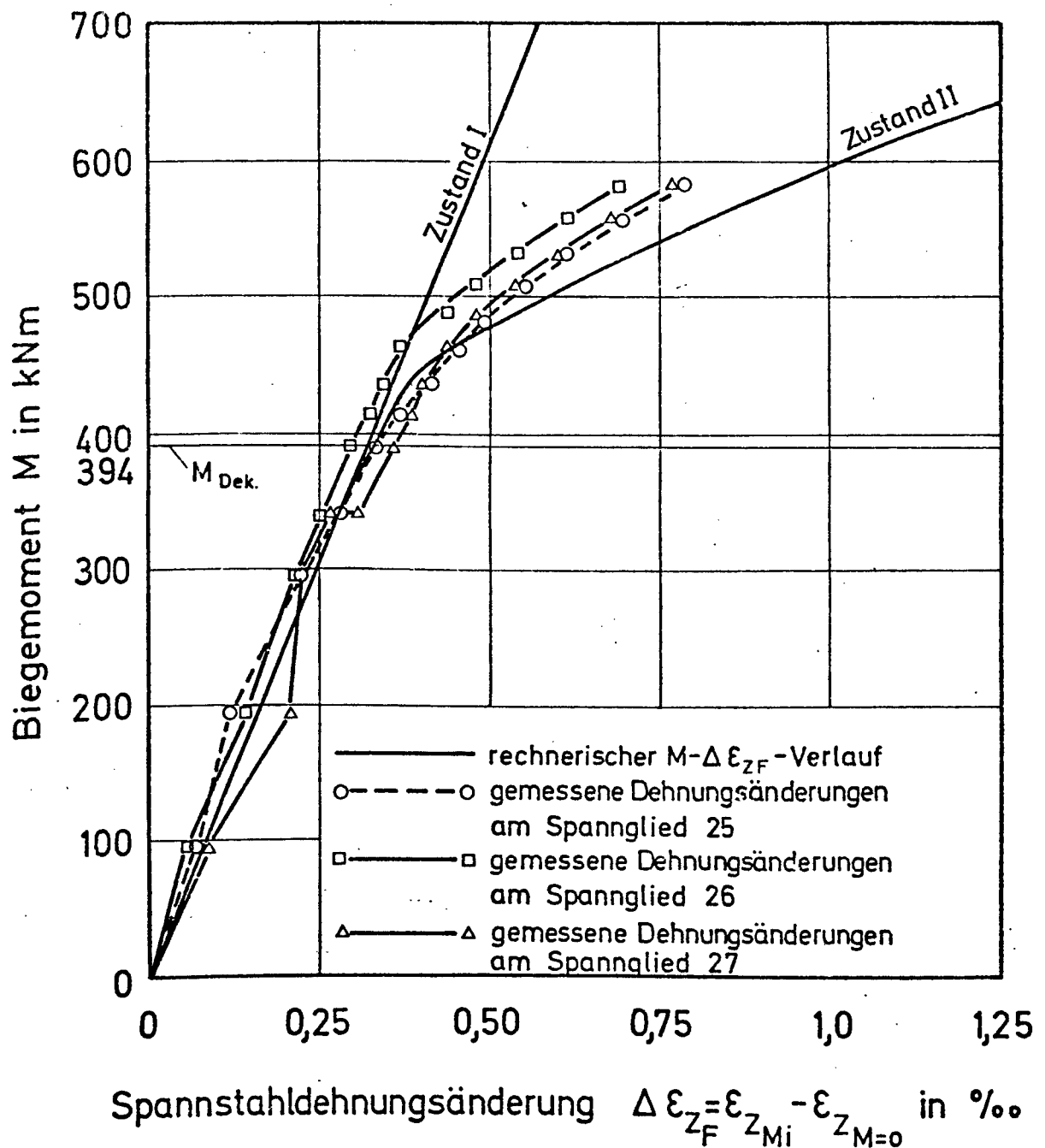
Versuchsbalken SETM Q2

Meßquerschnitt: 6 (Fuge)



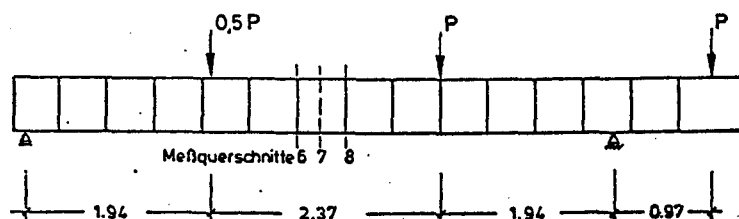
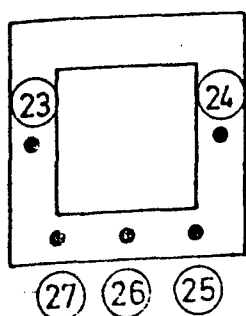
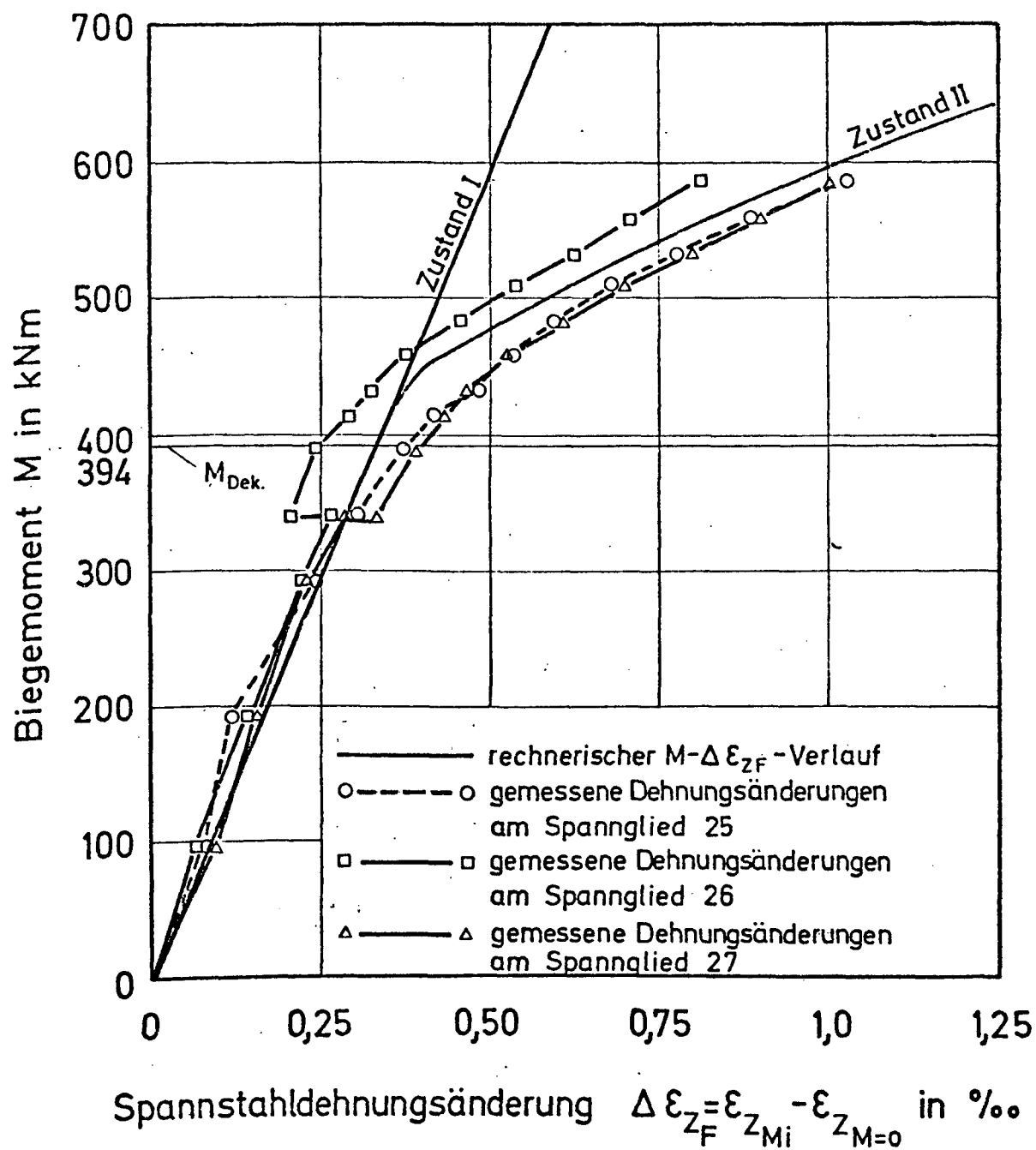
Versuchsbalken SETM Q2

Meßquerschnitt: 7 (Segment)

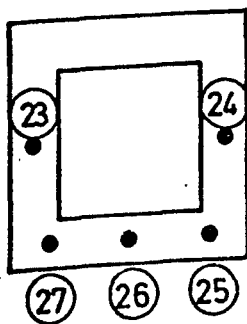
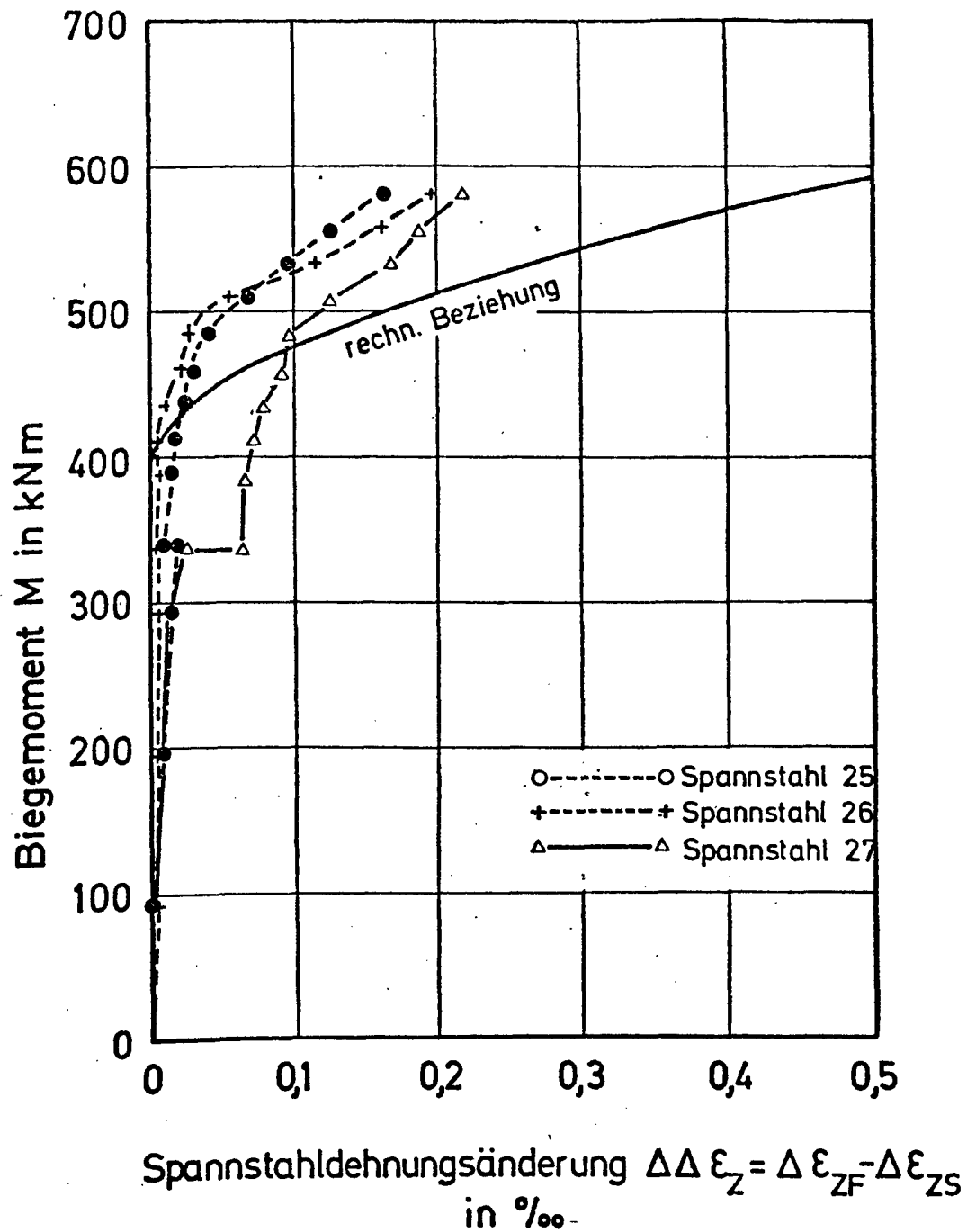


Versuchsbalken SETM Q2

Meßquerschnitt: 8 (Fuge)



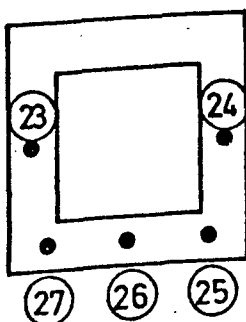
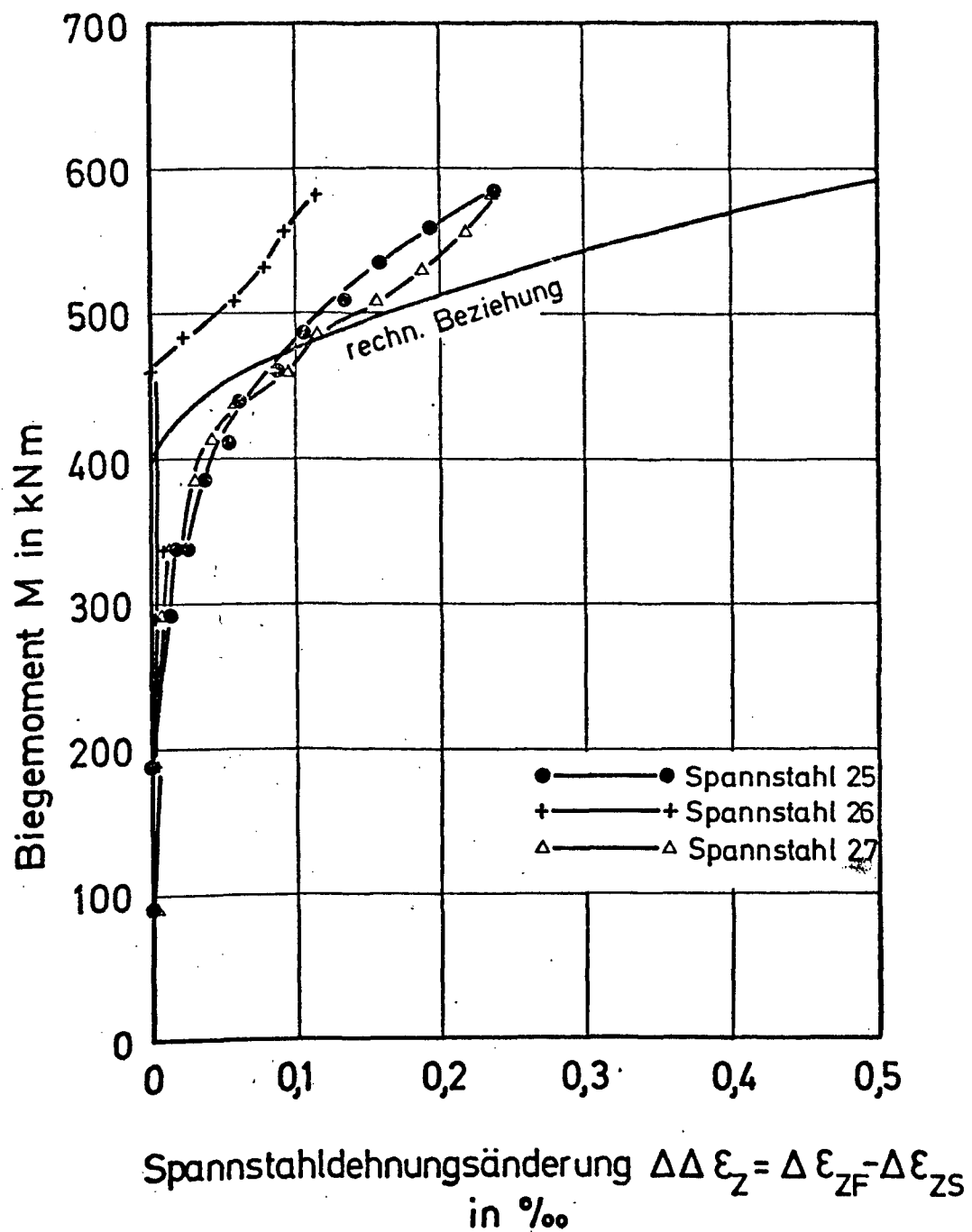
Versuchsbalken SETM Q2



Meßquerschnitte 6_F-7_s.

Spannstahl 25 - 27

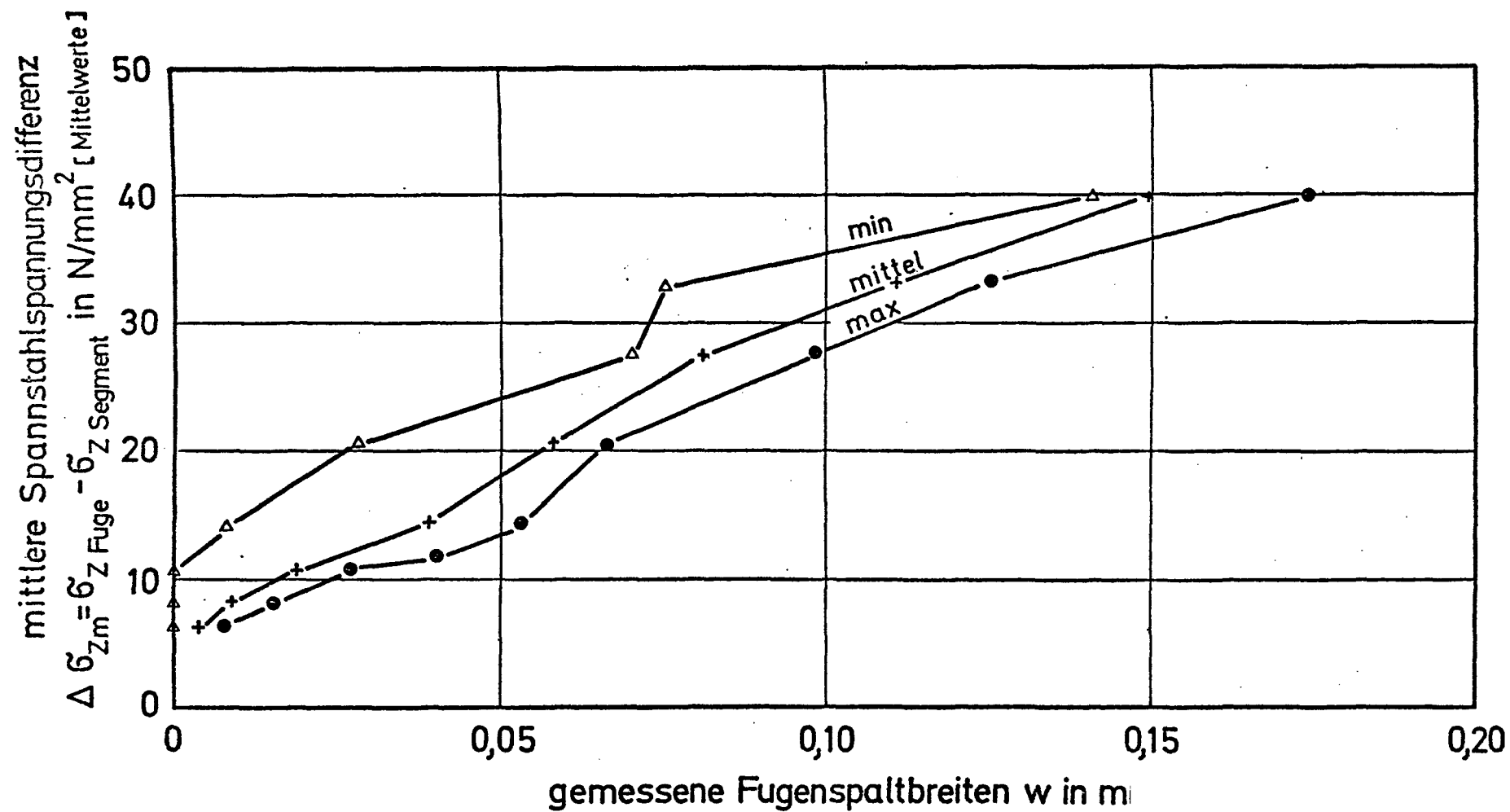
Versuchsbalken SETM Q 2



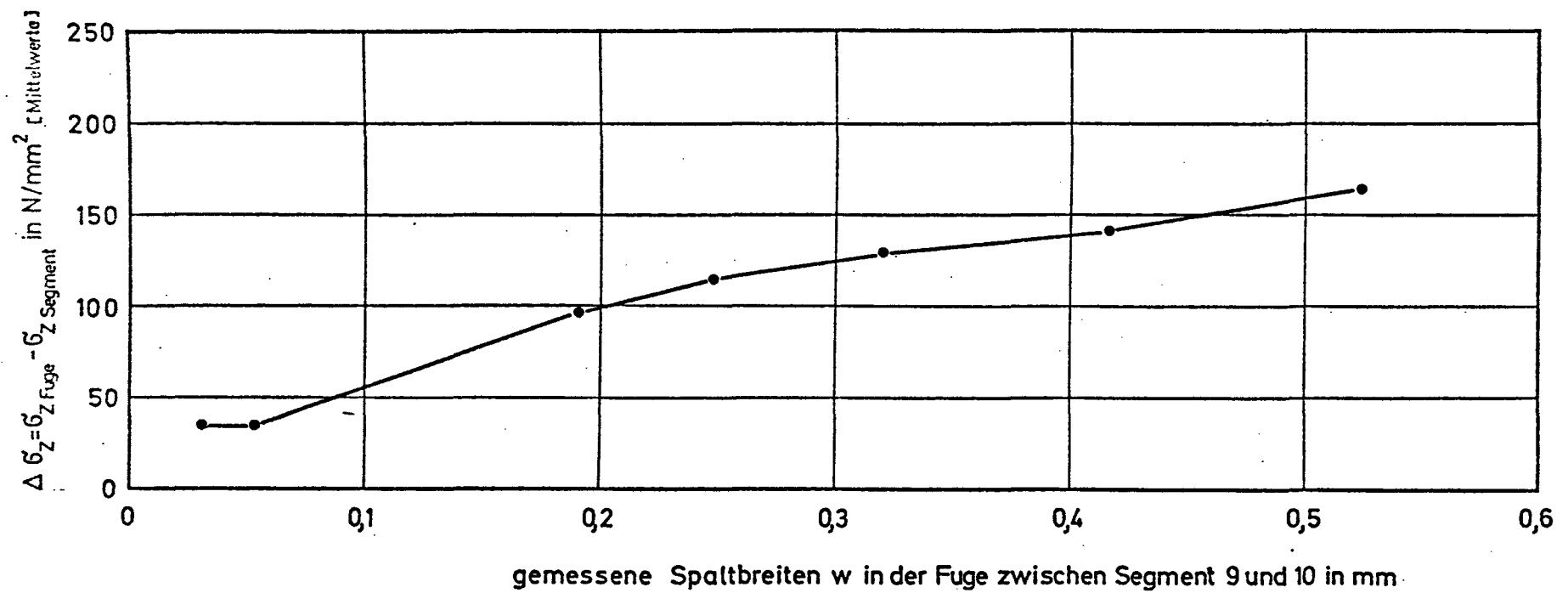
Meßquerschnitte 7_S - 8_F

Spannstahl 25 - 27

Versuchsbalken SETM Q 2

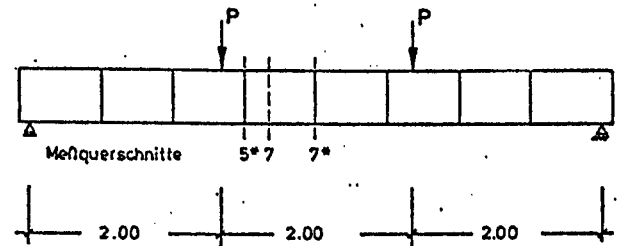
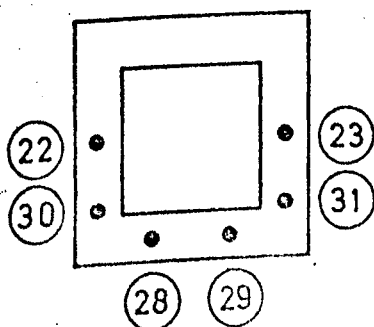
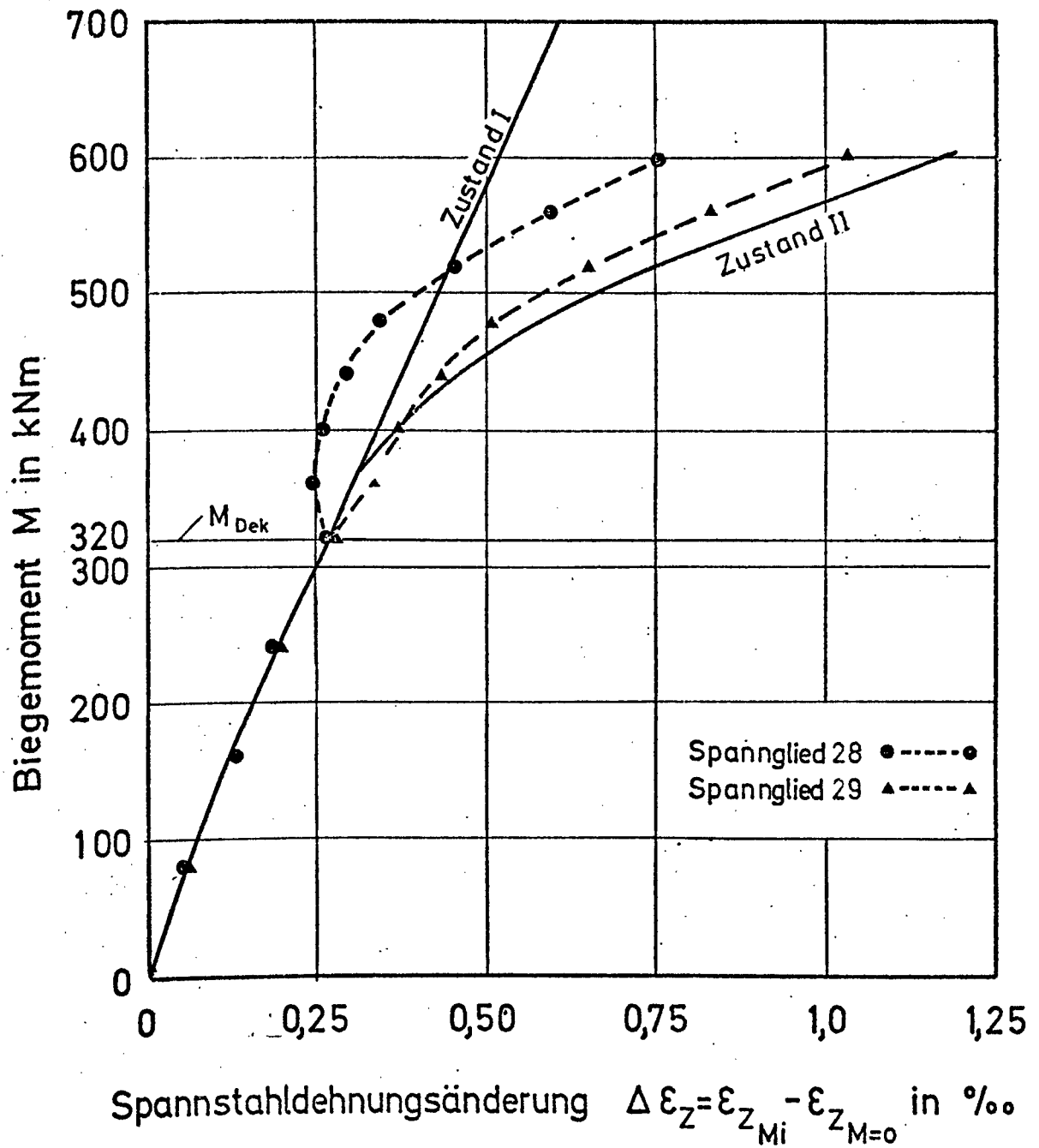


Versuchsbalken SETM Q2



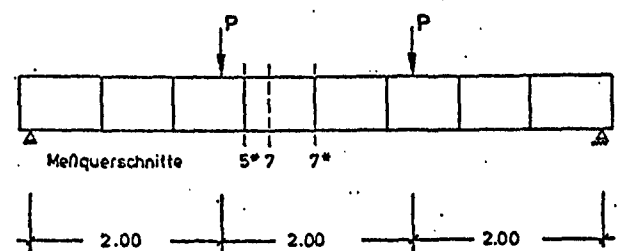
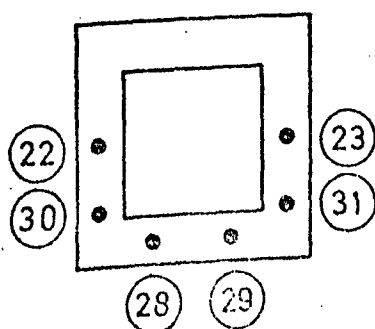
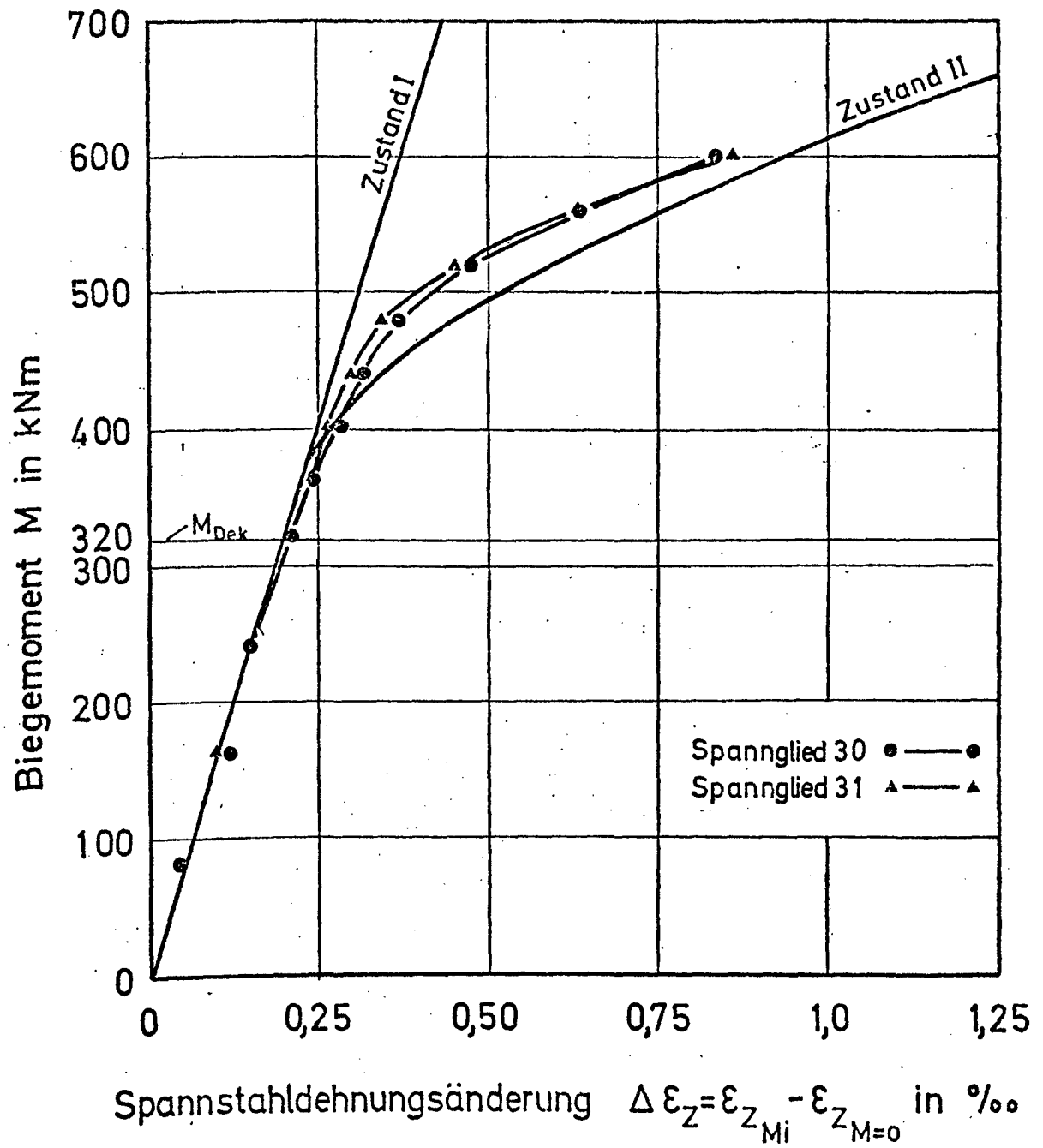
Versuchsbalken SETM Q 2

Meßquerschnitt : 5* (Fuge)



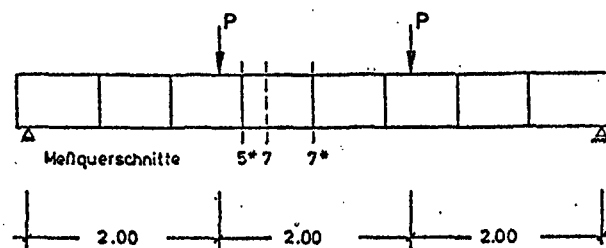
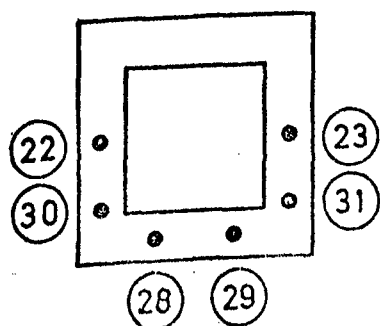
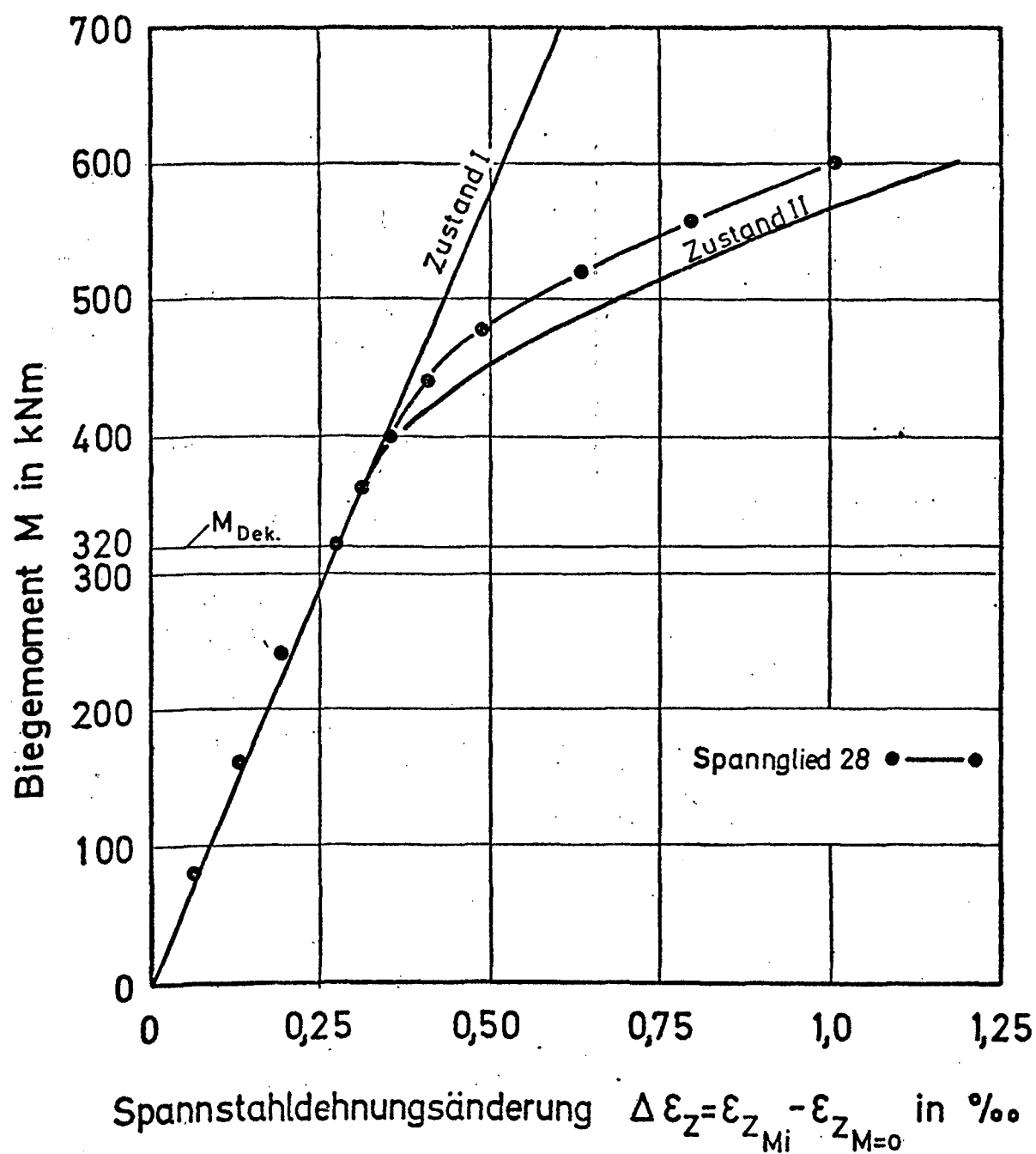
Versuchsbalken SETMQ1

Meßquerschnitt : 5*(Fuge)

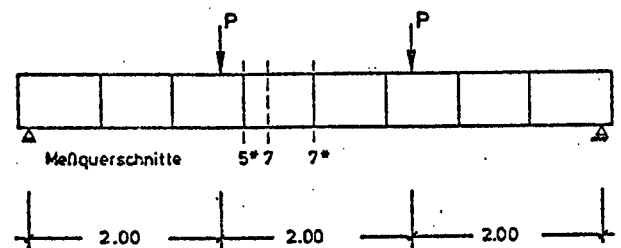
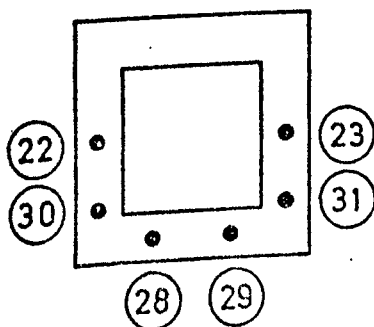
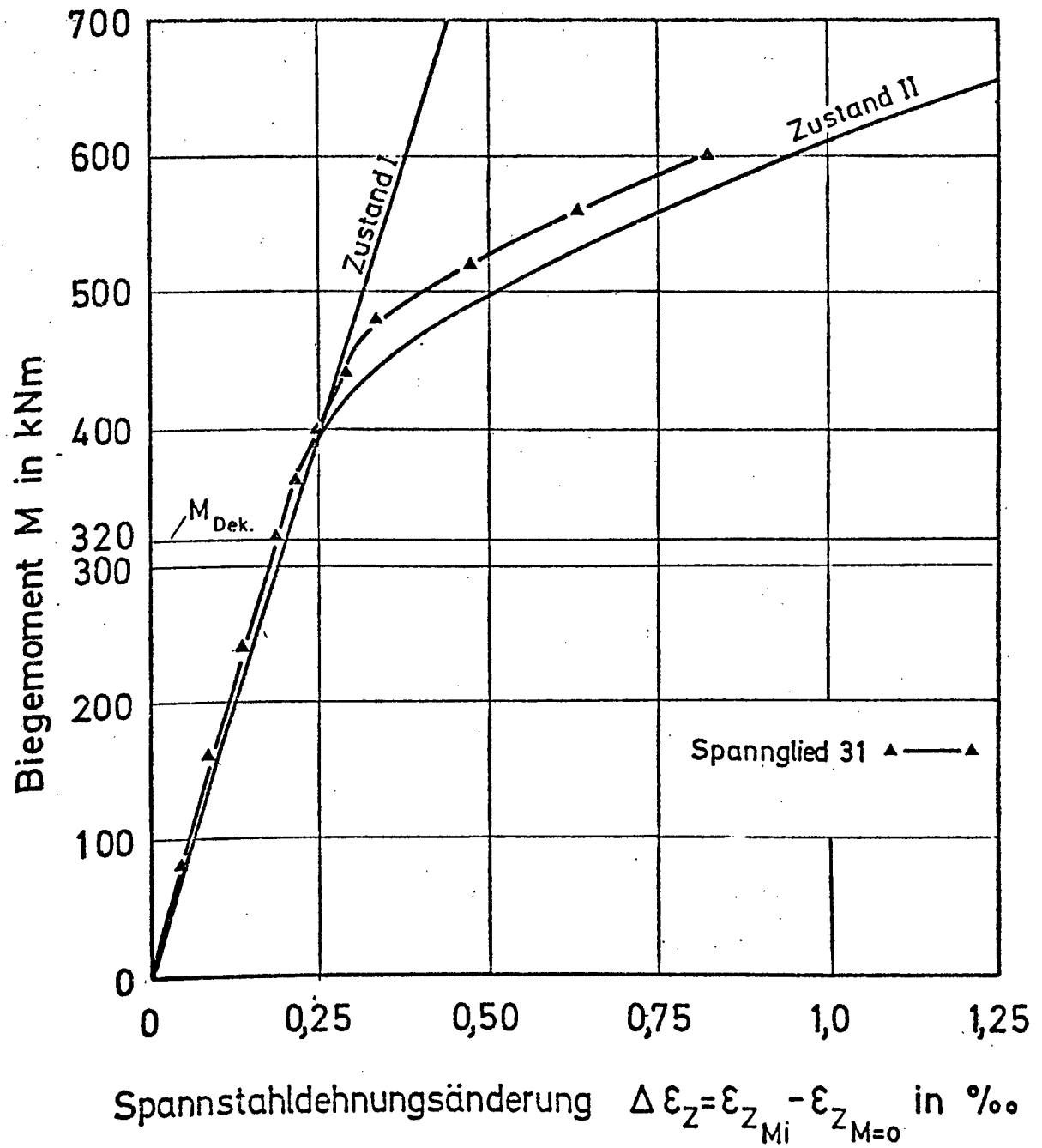


Versuchsbalken SETMQ1

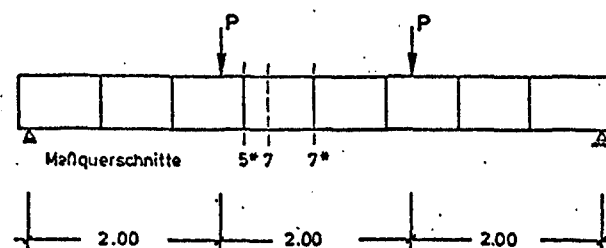
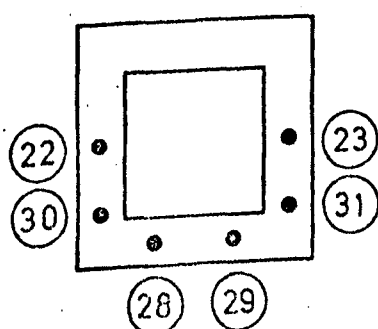
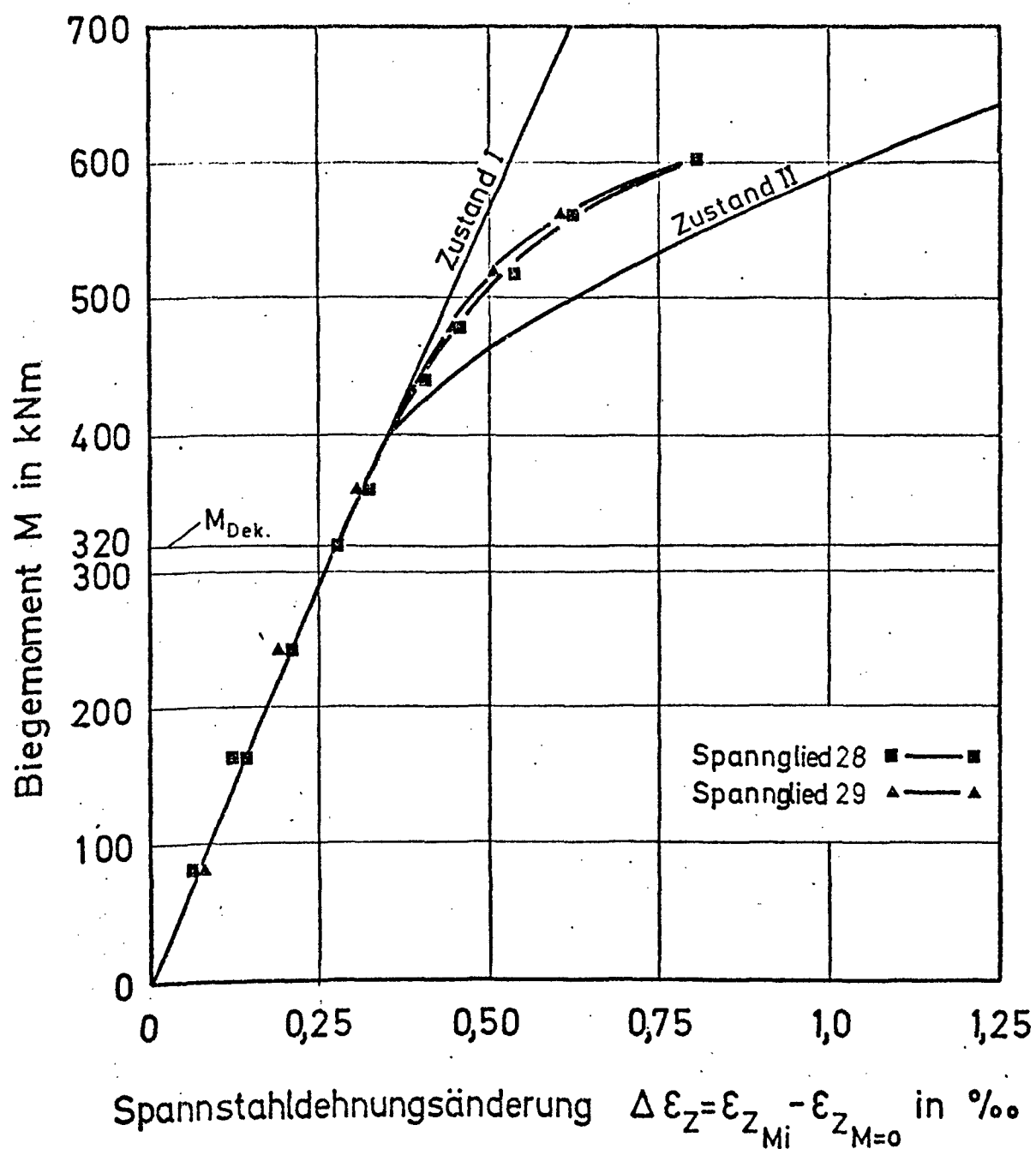
Meßquerschnitt : 7*(Fuge)



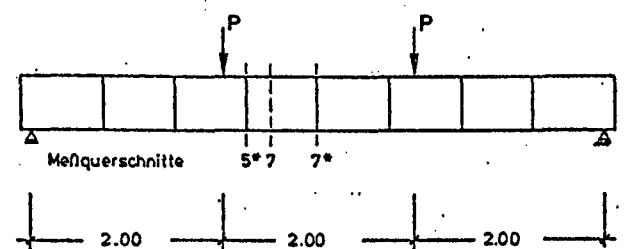
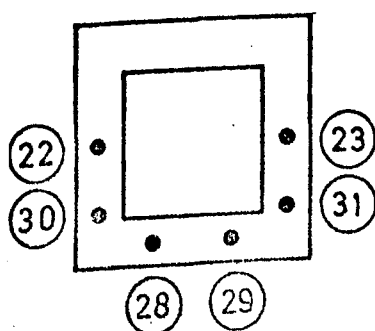
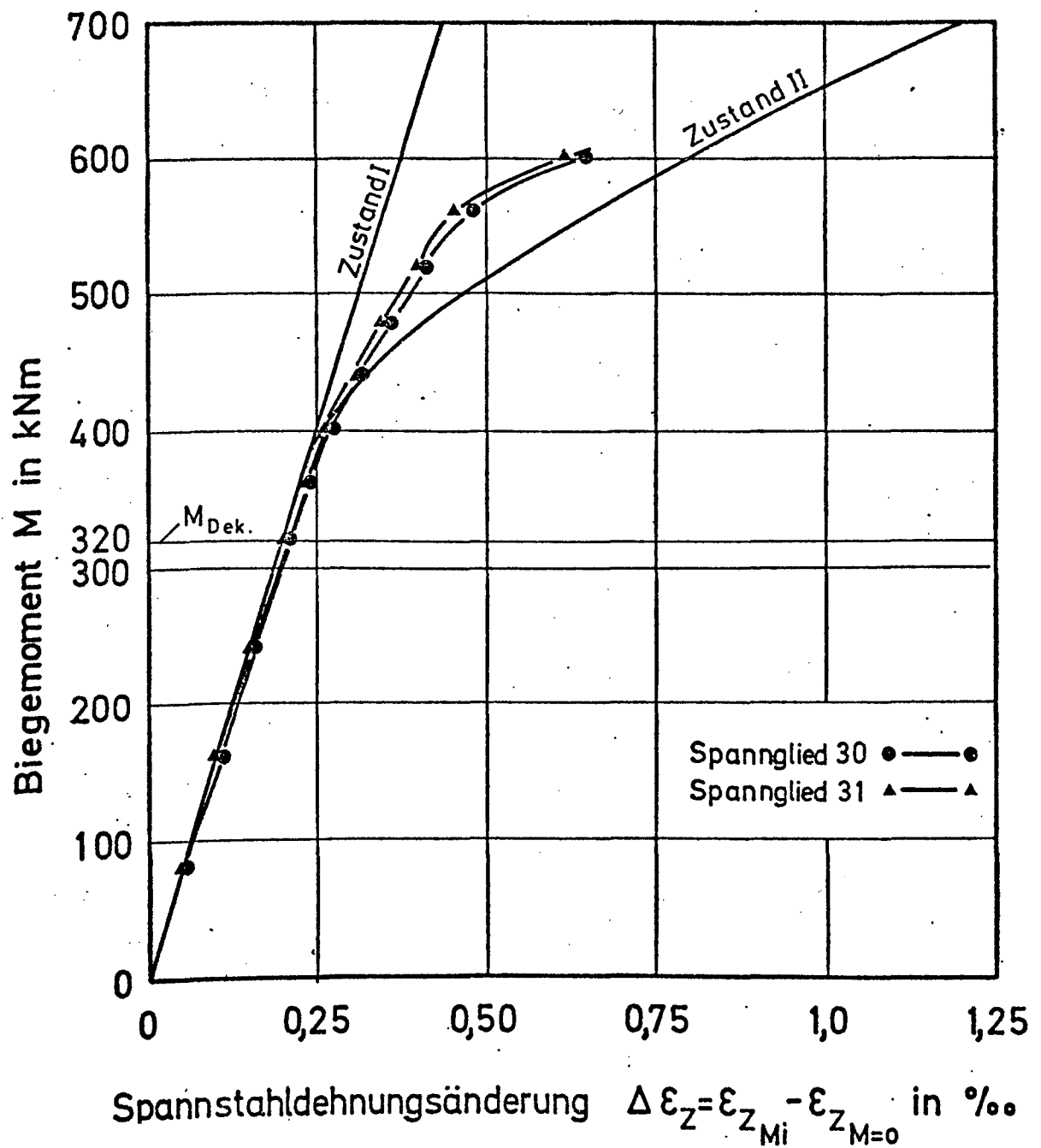
Versuchsbalken SETMQ1

Meßquerschnitt : 7*(Fuge)Versuchsbalken SETMQ1

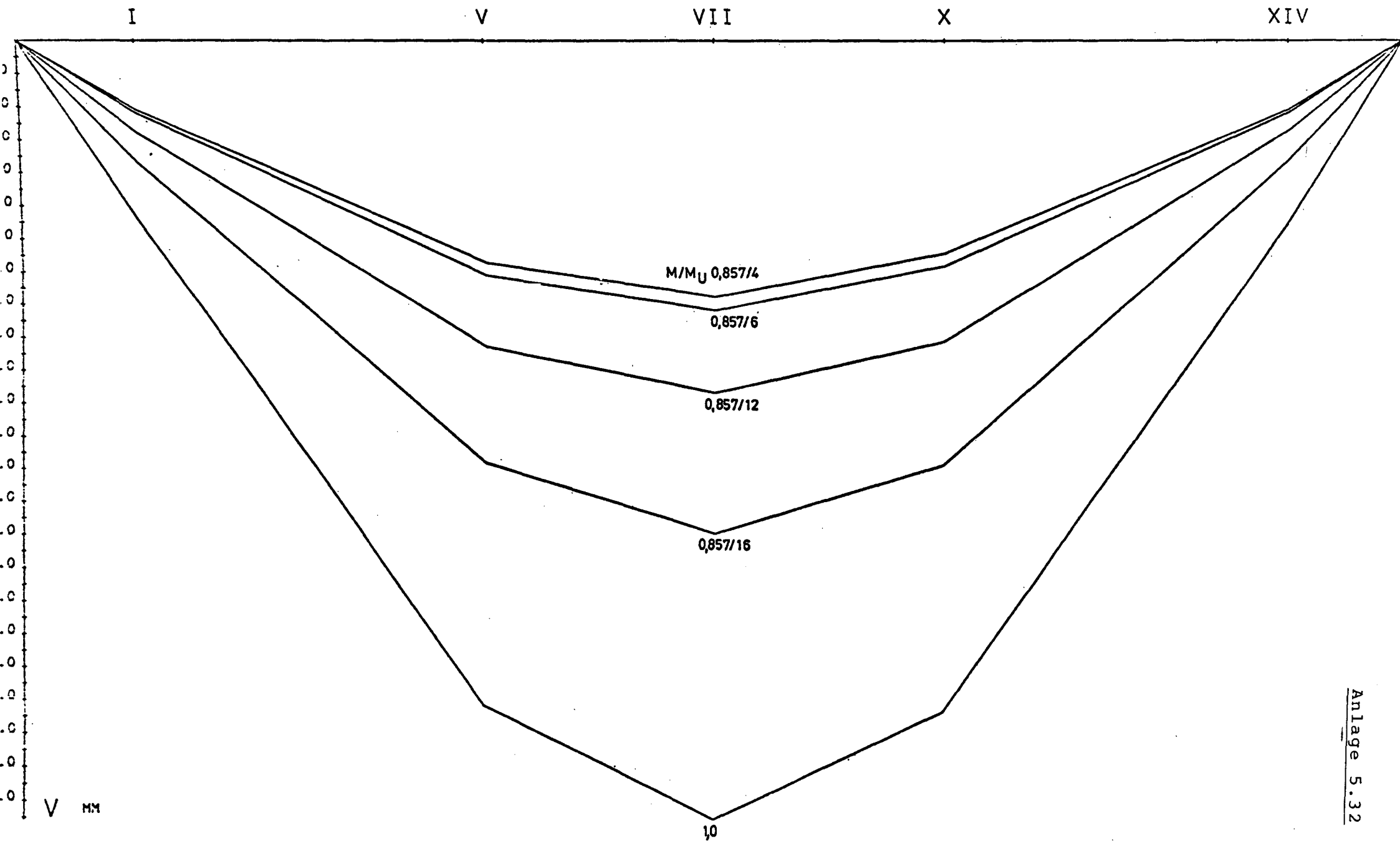
Meßquerschnitt : 7(Segment)



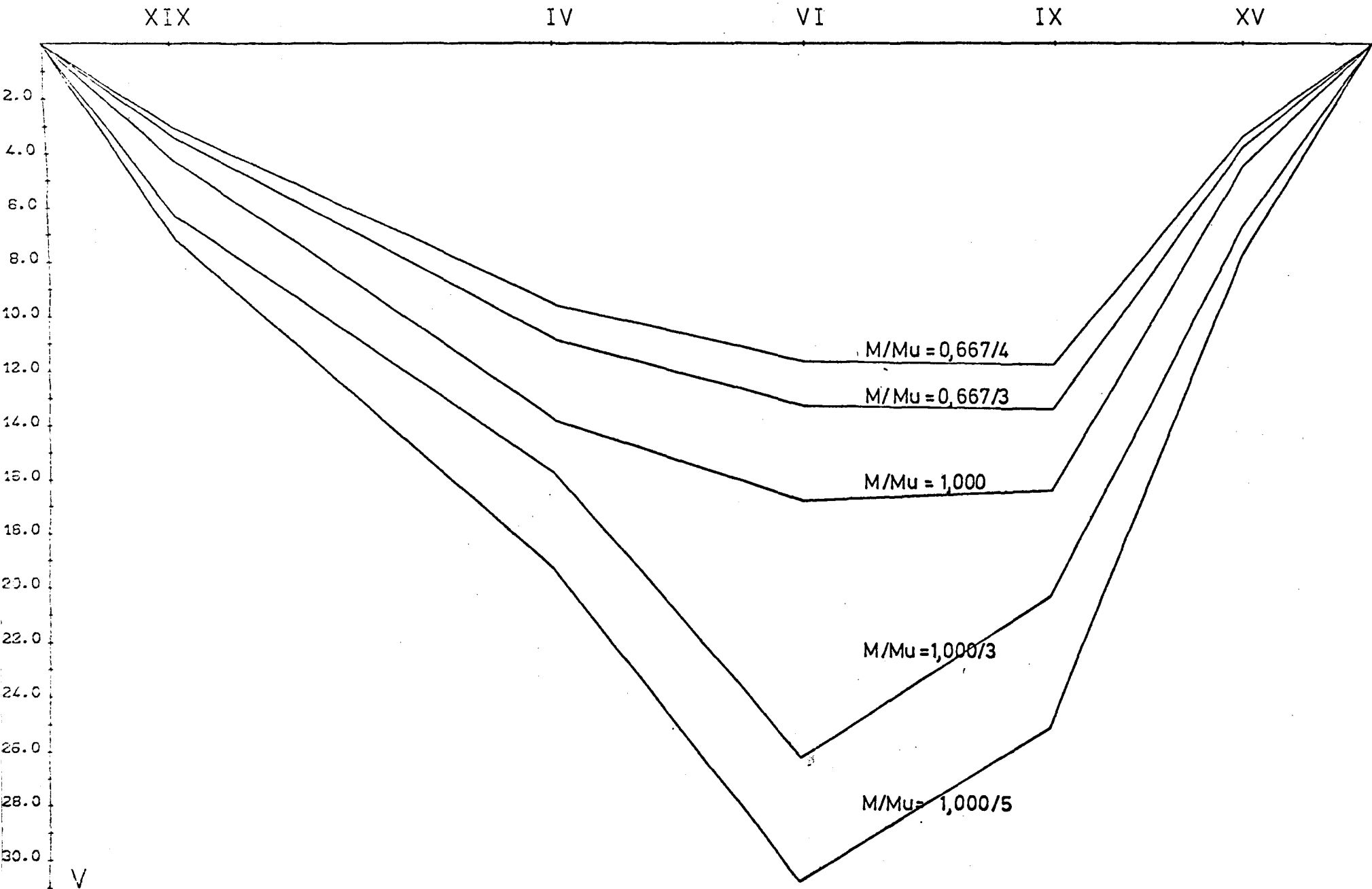
Versuchsbalken SETMQ1

Meßquerschnitt : 7(Segment)Versuchsbalken SETMQ1

SETMQ 1 DURCHBIEGUNG V ENTLANG DER BALKENLAENGSSACHSE



SETMUG 2 DURCHBIEGUNG V ENTLANG DER BALKENLAENGSSACHSE

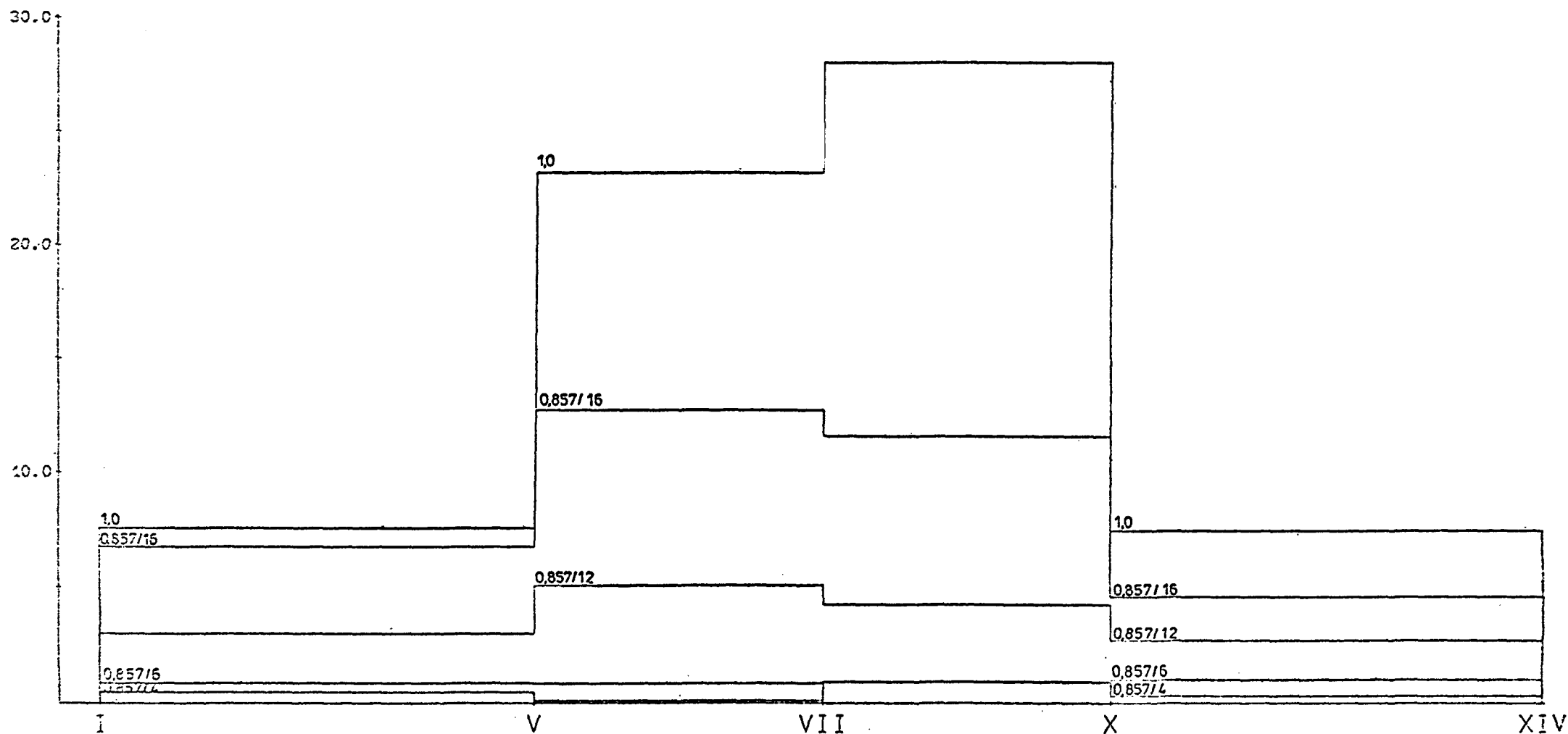


SETMQ 1

BEZOGENE VERDREHUNG THETA ENT LANG DER BALKENLAENG SACHSE

THETA

1/1000 M

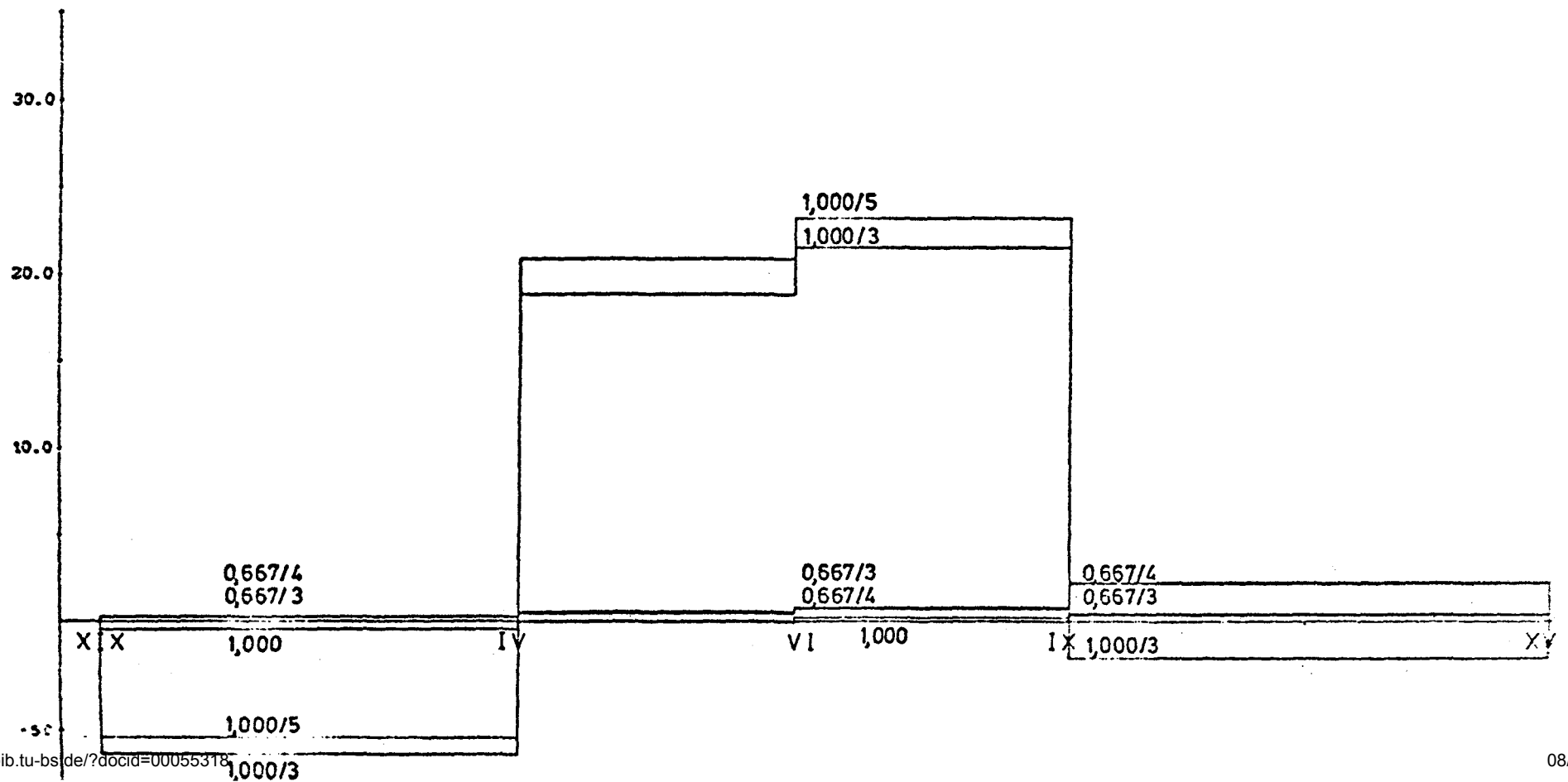


Anlage 5.34

SETMQ 2 BEZOGENE VERDREHUNG THETA ENTLANG DER BALKENLAENGSSACHSE

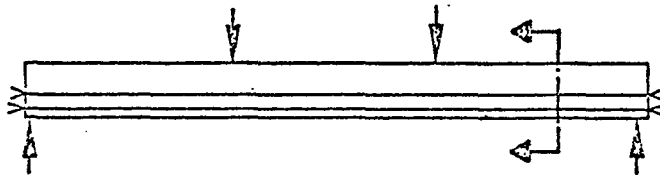
THETA

1/1000 M

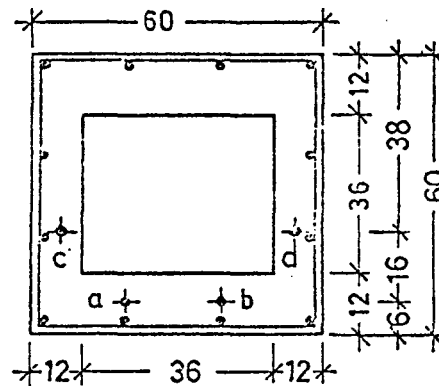


Spannbetonbalken STQ 6 [geprüft in [18]]

Anordnung der Spannbewehrung



Querschnitt



Bügel: Bereich II
 $\phi 10\text{mm}, a=10\text{cm}$
 Bereich I
 $\phi 12\text{mm}, a=7,5\text{cm}$

Längsbew.: oben
 $4 \phi 10\text{mm}$
 seitlich
 $4 \phi 14\text{mm}$
 unten
 $4 \phi 14\text{mm}$

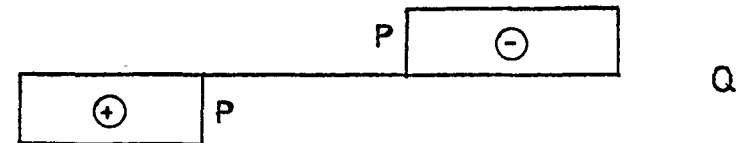
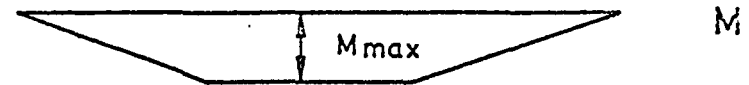
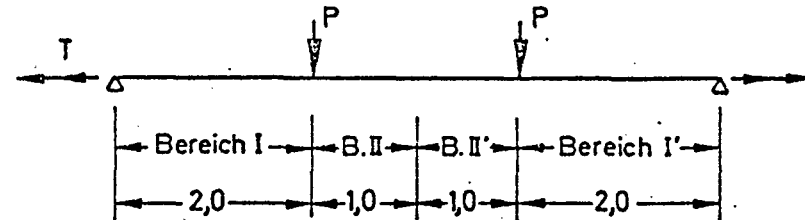
Spannstahl: St 85/105

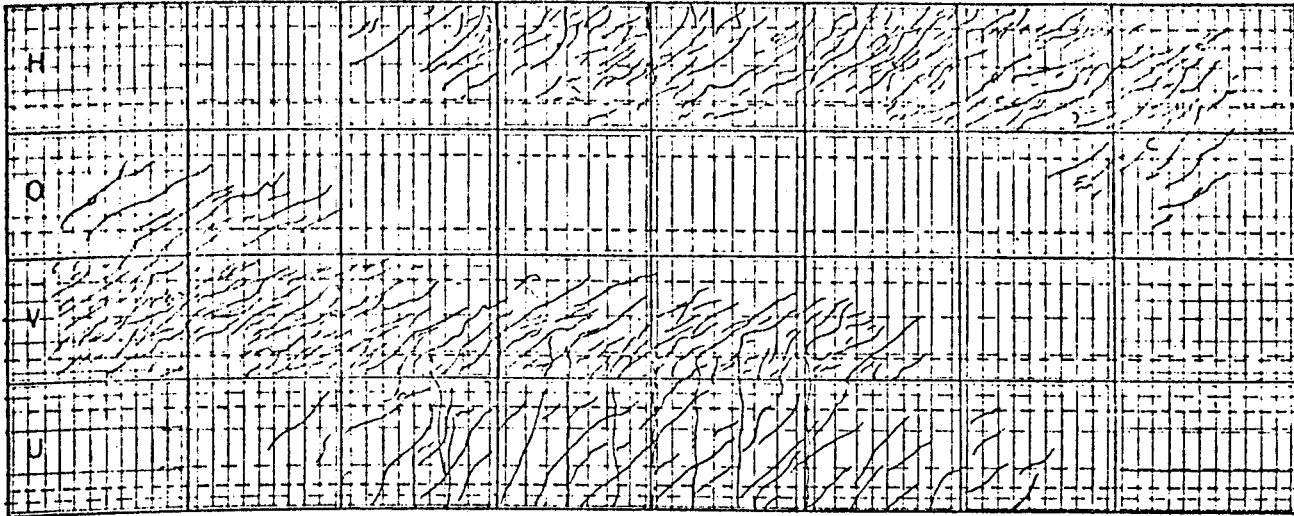
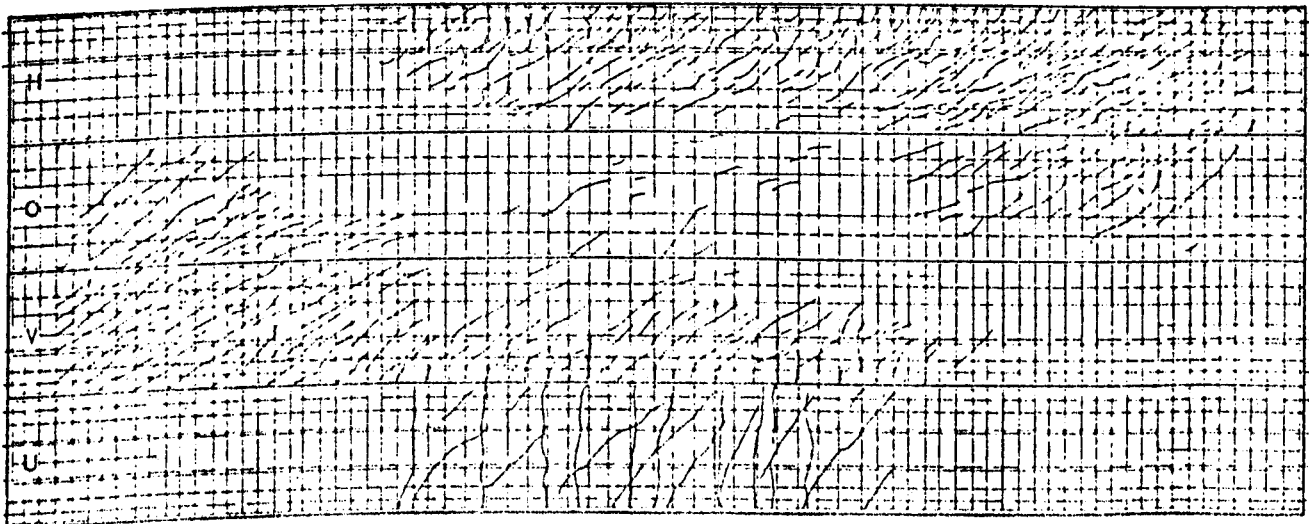
Betongüte: Bn 450

Bereich I + II Bügel verschw.

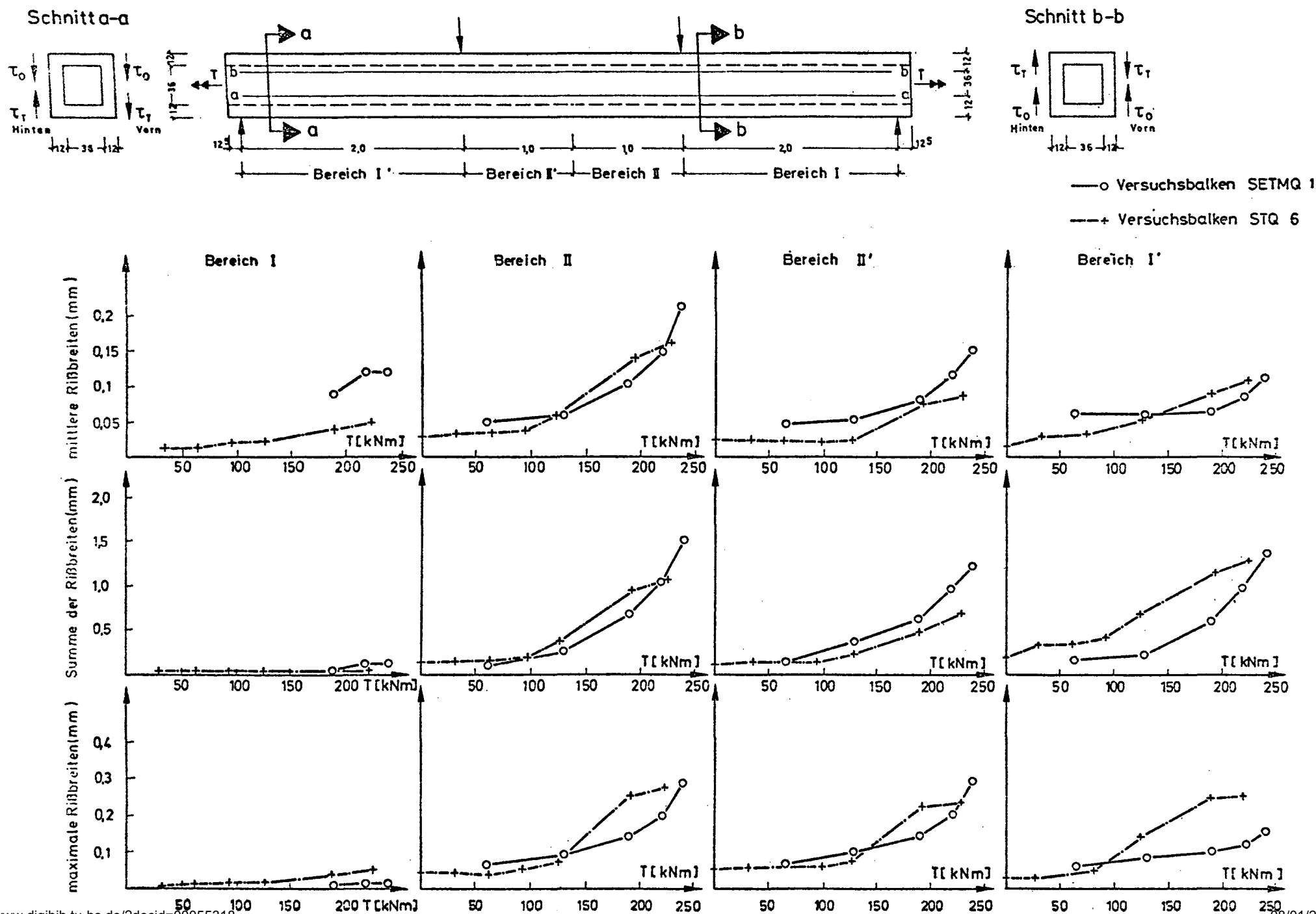
Bereich I + II' Bügel kraftschl. gest.
 nach neuestem Vorschlag
 des Abschn.18, DIN 1045

Statisches System

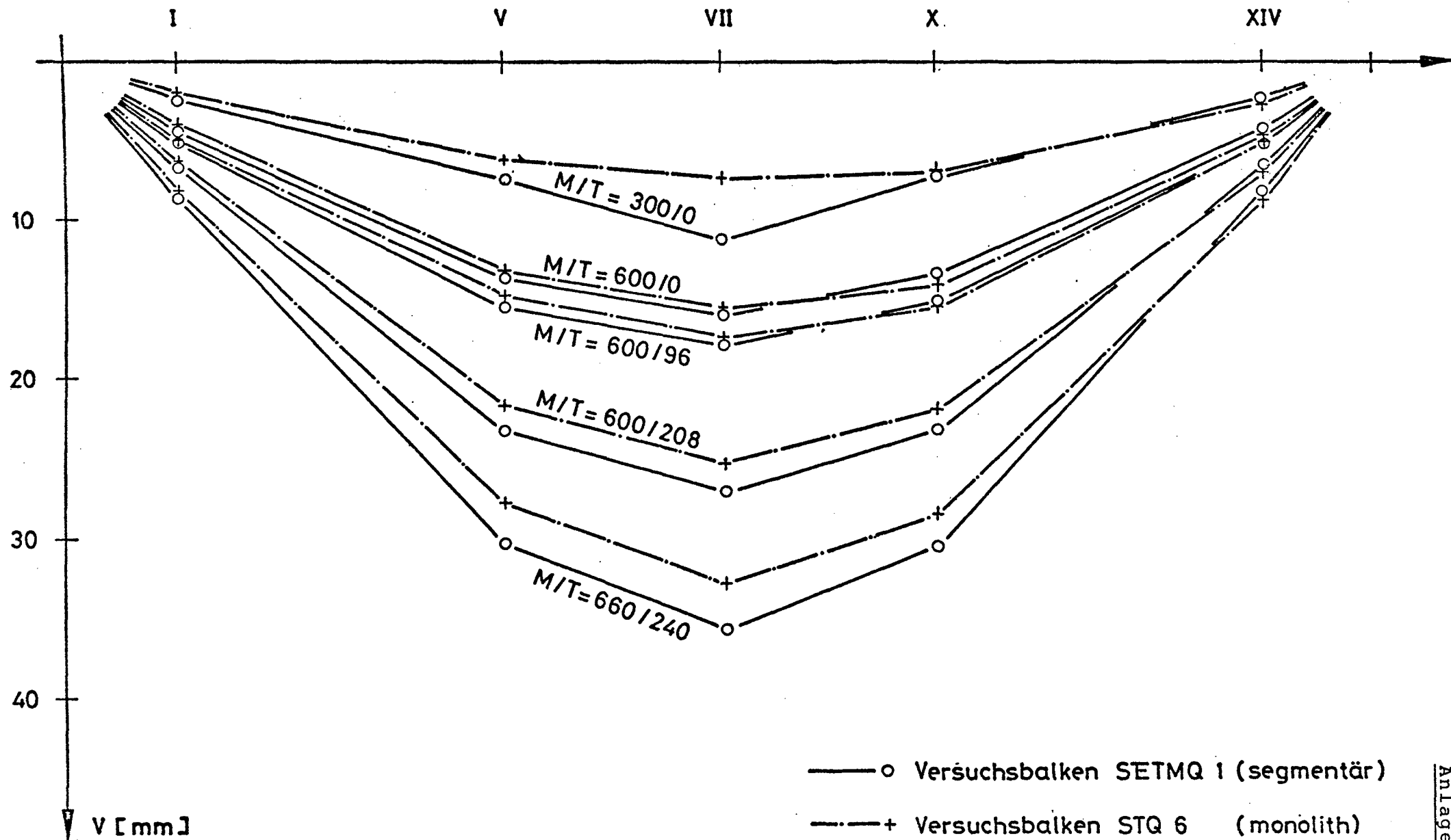


Rißbild des Versuchsbalkens SETMQ 1mit Bewehrungsanordnung.Rißbild des Versuchsbalkens STQ 6mit Bewehrungsanordnung.

Vergleich der Rißbreiten des SETMQ 1 mit denjenigen des STQ 6 an der Balkenvorderseite



Durchbiegungsvergleich der Versuchsbalken SETMQ 1 und STQ 6



Vergleich der Torsionssteifigkeitsverhältnisse in Abhängigkeit von der Belastung zwischen dem SETMQ 1 und dem STQ 6

